

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

М.В.Берлинов, Б.А.Ягупов

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ



МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1986

ББК 38.58

Б 49

УДК 624.15.04(075.32)

Рецензенты: Засл. деятель науки и техники РСФСР. д-р техн. наук, проф. П. Л. Иванов (Ленинградский политехнический институт) и Н. П. Бирюкова (Московский строительный и жилищно-коммунальный техникум)

Берлинов М. В., Ягупов Б. А.

Б 49 **Примеры расчета оснований и фундаментов:**
Учеб. для техникумов. — М.: Стройиздат, 1986. —
173 с.: ил.

Приведены общие сведения о методах расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям. Рассмотрены примеры определения напряжений в основаниях при действиях внешней нагрузки. Описаны различные варианты расчета и конструирования фундаментов неглубокого заложения, гибких и свайных фундаментов.

Для учащихся техникумов, обучающихся по специальностям «Промышленное и гражданское строительство» и «Сельскохозяйственное и гражданское строительство».

3202000000—210
Б 047(01)—86 **12—86**

ББК 38.58

6С4.03

© Стройиздат, 1986

ПРЕДИСЛОВИЕ

В решениях XXVII съезда КПСС предусматриваются более эффективное использование капитальных вложений в области строительства, снижение материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства за счет улучшения планирования и организации строительного производства. Большое внимание уделяется вопросам повышения производительности труда, а также качества и надежности возводимых объектов.

Основания и фундаменты являются важнейшими элементами зданий и сооружений. В общем объеме строительства устройство оснований и фундаментов имеет значительный удельный вес как по стоимости, так и по трудоемкости строительных работ. Анализ статистических данных показывает, что большинство аварий зданий и сооружений было вызвано разрушением оснований и фундаментов. Недостаточная изученность инженерно-геологических условий на строительной площадке, недоброкачественное устройство оснований и фундаментов часто являются причиной появления их недопустимых деформаций, которые могут явиться причиной повреждения, а иногда и полного разрушения возведенных зданий. С другой стороны, в некоторых случаях при строительстве в целях перестраховки устраивают фундаменты больших размеров, чем требуется по условиям эксплуатации основания. Это приводит к ненужным дополнительным работам на строительной площадке, недостаточному использованию несущей способности грунтов основания и перерасходу строительных материалов.

Для качественного проектирования оснований и фундаментов необходимо знать особенности их работы под действием внешних нагрузок, учитывать их при выборе типовых унифицированных конструкций фундаментов.

Данный учебник написан в соответствии с разделом «Основания и фундаменты» программы курса «Строительные конструкции» для учащихся строительных техникумов по специальностям «Промышленное и гражданское строительство» и «Сельскохозяйственное строительство». Примеры расчетов оснований и фундаментов, вошедшие в книгу, могут быть предложены учащимся на практических занятиях, при курсовом и дипломном проектировании. Учащиеся заочной и вечерней форм обучения смогут использовать материал книги для самостоятельного изучения курса и выполнения контрольных работ.

Будущие техники-строители должны не только хорошо знать методы возведения зданий и сооружений, но и в совершенстве владеть расчетными методами, поэтому данный учебник имеет цель дать в сжатом виде основы современных способов расчета и конструирования оснований и фундаментов. В книге рассмотрены примеры расчетов наиболее широко применяемых в массовом строительстве промышленных фундаментов.

Авторы выражают глубокую признательность рецензентам — д-ру техн. наук, проф., заведующему кафедрой Ленинградского политехнического института П. Л. Иванову и преподавателю Московского строительного и жилищно-коммунального техникума Н. П. Бирюковой за помощь, оказанную ими в процессе подготовки рукописи к изданию.

ГЛАВА 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТОДАХ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

§ 1. Основные понятия и определения

Основанием называют толщу грунтов со всеми особенностями их напластования, воспринимающую давление от возводимых или существующих зданий.

Грунтовые основания подразделяют на естественные и искусственно улучшенные. Естественные основания используют в условиях природного залегания или после несложной предварительной обработки. В некоторых случаях механические свойства грунтов строительной площадки являются неудовлетворительными в отношении несущей способности основания, поэтому их улучшают различными способами или прибегают к частичной замене грунтов.

Основания бывают слоистыми или однородными. Слоистое основание (рис. 1.1) состоит из нескольких слоев грунтов, а однородное — из одного слоя. В свою очередь, слоистое основание может быть с согласным или несогласным залеганием пластов грунтов. Основание, показанное на рис. 1.1, а, является примером согласного залегания грунтов, а основание, изображенное на рис. 1.1, б, — несогласного залегания.

Фундаментом называют подземную часть здания или сооружения, воспринимающую нагрузку от надземной части здания и передающую ее на основание. Фундамент 1 и его основание состоят из следующих основных элементов (рис. 1.2): верхней плоскости 2 фундамента, называемой обреза; поверхности опирания 3 фундамента на основание, называемой подошвой фундамента; слоя основания 4, на который опирается фундамент, называемого несущим слоем, и нижележащих слоев 5, называемых подстилающими слоями. Расстояние от спланированной отметки земли до подошвы фундамента называется глубиной заложения фундамента и обозначается d .

Фундаменты подразделяют на фундаменты, возводимые в открытых котлованах, свайные фундаменты и фундаменты глубокого заложения.

Фундаменты, возводимые в открытых котлованах, окружены насыпным грунтом и передают нагрузку на основание только по подошве R_1 (рис. 1.3).

Рис. 1.1. Схема слонного основания с согласным (а) и несогласным (б) залеганием грунтов

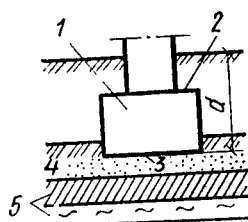
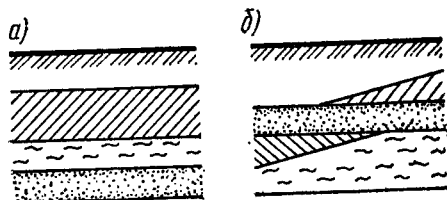


Рис. 1.2. Схема фундамента и основания

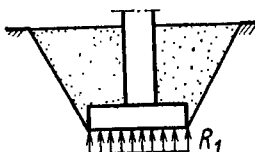


Рис. 1.3. Схема фундамента, возводимого в открытых котлованах

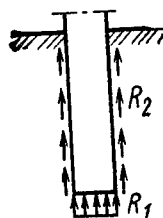


Рис. 1.4. Схема фундамента глубокого заложения

Фундаментами глубокого заложения называют такие фундаменты, которые погружаются или формируются в грунтах с помощью специального оборудования; они передают нагрузку на основание как по подошве R_1 , так и за счет сил трения по боковой поверхности фундамента R_2 (рис. 1.4).

Свайные фундаменты по методам возведения и способам передачи нагрузки на грунты оснований занимают промежуточное положение между двумя названными выше типами фундаментов.

Перед проектированием оснований и фундаментов необходимо точно произвести анализ физико-механических свойств грунтов основания на строительной площадке.

Грунтами называют горные породы, слагающие верхние слои земной коры, образованные в результате выветривания. Их подразделяют на скальные, крупнообломочные, песчаные, глинистые и органогенные.

В большинстве случаев грунты состоят из трех основных компонентов: твердых частиц, воды и газа. Следовательно, компоненты грунта находятся в трех состояниях: твердом, жидком и газообразном, и соотношение этих составных частей и обуславливает многие свойства грунтов.

Грунты различают по гранулометрическому составу, который определяется размерами твердых частиц, их слагающих. Классификация частиц по размерам приведена в табл. 1.1.

Т а б л и ц а 1.1. Классификация твердых частиц

Частицы	Размеры час- тиц, мм	Частицы	Размеры частиц, мм
Галечниковые Гравелистые Песчаные	>20 20—2 2—0,05	Пылеватые Глинистые	0,05—0,005 <0,005

Очень часто в строительной практике приходится встречаться с грунтами, состоящими из смеси глинистых, пылеватых и песчаных частиц. Такие грунты различают по содержанию глинистых частиц (табл. 1.2).

Т а б л и ц а 1.2. Классификация грунтов по содержанию глинистых частиц

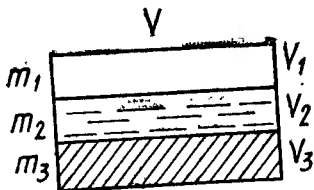
Грунт	Содержание глини- стых частиц по мас- се, %	Число плас- тичности J_p
Глина Суглинок Супесь Песок	>30 30—10 10—3 <3	>0,17 0,17—0,07 0,07—0,01 0

Крупнообломочные и песчаные грунты по гранулометрическому составу подразделяют в соответствии с данными табл. 1.3.

Т а б л и ц а 1.3. Классификация грунтов по крупности частиц

Грунты	Размеры час- тиц, мм	Содержание час- тиц по массе, %
Крупнообломочные:		
валунные	≥ 200	≥ 50
галечниковые	≥ 10	≥ 50
гравийные	≥ 2	≥ 50
Песчаные:		
гравелистые	≥ 2	≥ 25
крупные	$\geq 0,5$	≥ 50
средней крупности	$\geq 0,25$	≥ 50
мелкие	$\geq 0,1$	≥ 75
пылеватые	$\geq 0,1$	< 75

Рис. 1.5. Схема составных частей образца грунта



Характеристиками физического состояния грунтов являются три основные величины. Плотность грунта ρ , плотность твердых частиц ρ_s и природная массовая влажность w .

Выделенный из грунта образец можно условно разделить на три части (рис. 1.5): V_1 — объем пор, заполненных газом; V_2 — объем пор, заполненных водой; V_3 — объем твердых частиц грунта. Масса газа, практически не оказывающая влияния на результат расчета, не учитывается.

Если обозначить через m_3 массу твердых частиц, m_2 — массу воды:

$$\rho = (m_2 + m_3) / (V_1 + V_2 + V_3); \quad \rho_s = m_3 / V_3; \quad w = m_2 / m_3. \quad (1.1)$$

Для более полной оценки физического состояния грунтов помимо основных используют и дополнительные характеристики.

Плотность скелета грунта — отношение массы твердых частиц к общему объему образца ненарушенной структуры:

$$\rho_d = \rho / (1 + w). \quad (1.2)$$

Коэффициент пористости — отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = (\rho_s / \rho) (1 + w) - 1. \quad (1.3)$$

Коэффициент e обычно используют для оценки плотности сложения песков (табл. 1.4).

Т а б л и ц а 1.4. Значения коэффициентов пористости песков

Пески	Значение e для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистые, крупные, средней крупности Мелкие Илеватые	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Степень влажности — отношение естественной влажности к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой:

$$S_R = w\rho_s / e\rho_w, \quad (1.4)$$

где ρ_w — плотность воды.

По степени влажности крупнообломочные и песчаные грунты подразделяют в соответствии с данными табл. 1.5.

Т а б л и ц а 1.5. Классификация грунтов по степени влажности

Крупнообломочные и песчаные грунты	Степень влажности
Маловлажные	$0 < S_R \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_R \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_R \leq 1$

Удельный вес грунта и его твердых частиц определяют соответственно по формулам:

$$\gamma = \rho g; \quad \gamma_s = \rho_s g, \quad (1.5)$$

где g — ускорение свободного падения.

Уменьшение удельного веса грунта в результате взвешивающего действия воды, возникающего в соответствии с законом Архимеда для грунта, залегающего ниже уровня грунтовых вод, находят из выражения

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (1.6)$$

где γ_w — удельный вес воды.

Число пластичности характеризует степень пластичности глинистых грунтов

$$J_p = w_L - w_p, \quad (1.7)$$

где w_L — влажность грунта на границе текучести (предельное значение влажности, при котором глинистый грунт приобретает свойства вязкой жидкости); w_p — влажность грунта на границе раскатывания (влажность, при которой глинистый грунт начинает приобретать свойства твердого тела).

По числу пластичности грунты подразделяют в соответствии с данными табл. 1.2.

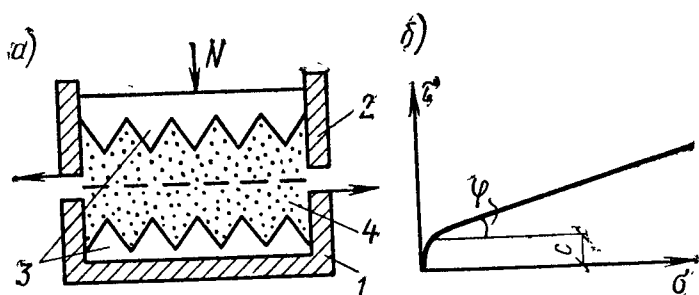


Рис. 1.6. Схема прибора для испытания грунта на сдвиг (а) и график сопротивления грунта сдвигу (б)

Показатель текучести позволяет установить состояние глинистого грунта по консистенции

$$J_L = (\omega - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p). \quad (1.8)$$

По показателю текучести глинистые грунты подразделяют в соответствии с данными, приведенными в табл. 1.6.

Для расчета и проектирования естественных оснований необходимо знать механические характеристики грунтов. В большинстве случаев эти характеристики определяют путем лабораторного исследования образцов грунтов, отобранных на строительной площадке, и только в виде исключения эти данные можно принимать по табл. СНиП.

К основным механическим характеристикам относятся: сопротивление грунтов сдвигу, сжимаемость и водопроницаемость.

Сопротивление грунтов сдвигу τ устанавливают путем испытания на срез образцов грунта. Прибор, используемый для испытаний (рис. 1.6, а), имеет нижнюю не-

Т а б л и ц а 1.6. Классификация глинистых грунтов по показателю текучести

Глинистый грунт	Показатель текучести J_L	Глинистый грунт	Показатель текучести J_L
Супеси:		полутвердые	$0 \leq J_L \leq 0,25$
твердые	$J_L < 0$	тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,5$
пластичные	$0 \leq J_L \leq 1$	мягкопластичные	$0,5 < J_L \leq 0,75$
текучие	$J_L > 1$	текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1$
Суглинки и		текучие	$J_L > 1$
глины:			
твердые	$J_L < 0$		

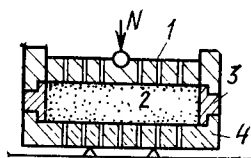


Рис. 1.7. Схема испытания образца грунта на сжатие в одометре

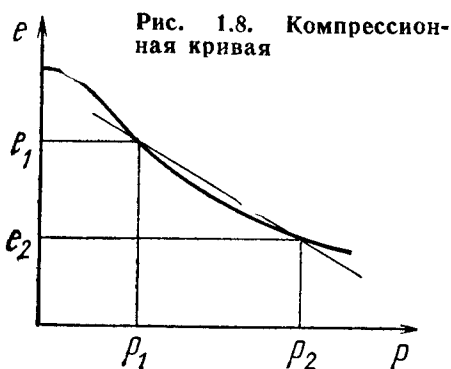


Рис. 1.8. Компрессионная кривая

подвижную обойму 1, подвижную обойму 2 и фильтрующие пластины 3, между которыми находится образец грунта 4 площадью A . По данным испытаний строят график, изображенный на рис. 1.6, б. Величину τ находят по следующей формуле:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.9)$$

где σ — нормальное напряжение; φ — угол внутреннего трения грунта; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения; c — удельное сцепление в глинистых грунтах или параметр линейности в песчаных грунтах.

Величина нормального напряжения, входящего в формулу (1.9), определяется из следующего выражения:

$$\sigma = N/A. \quad (1.10)$$

По сопротивлению грунтов сдвигу определяют предельные и расчетные сопротивления грунтов основания.

Сжимаемость (уплотняемость) грунтов характеризуется коэффициентом относительной сжимаемости a_0 или модулем общей деформации E_0 , определяемым на основе лабораторных испытаний в специальном приборе одноосного сжатия, называемом одометром (рис. 1.7). Одометр состоит из поршня с отверстиями 1, к которому прикладывается внешняя сила N , кольца 3 с находящимся в нем образцом грунта 2 и днища с отверстиями 4. При испытаниях полностью водонасыщенного грунта одометр помещают в ванночку с водой, а при испытаниях неполностью водонасыщенного грунта его окружают влажным пористым материалом с целью предотвращения испарения влаги из образца. По материалам лабораторных испытаний образцов грунта в одометрах строят компрессионные кривые, т.е. кривые зависимости коэффициента пористости от давления. Пример такой

зависимости показан на рис. 1.8. По графику определяют коэффициент сжимаемости

$$a = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1), \quad (1.11)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости, соответствующие давлениям p_1 и p_2 .

В расчетах чаще используют коэффициент относительной сжимаемости

$$a_0 = a / (1 + e_1), \quad (1.12)$$

где e_1 — коэффициент пористости, соответствующий начальному давлению p_1 .

Величина, представляющая собой коэффициент пропорциональности между напряжениями и общими деформациями грунта, носит название модуля общей деформации. Величина E_0 соответствует модулю упругости сплошного тела:

$$E_0 = \beta \frac{1 + e_1}{a} = \frac{\beta}{a_0}, \quad (1.13)$$

где β — безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента общей относительной поперечной деформации ν и определяемый по формуле

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu). \quad (1.14)$$

Значения коэффициентов ν и β для различных видов грунтов приведены в табл. 1.7.

Модуль общей деформации часто определяют по данным полевых испытаний грунтов статической нагрузкой с помощью жестких штампов в подготовленном шурфе (рис. 1.9, а). К штампу 1 через специальную платформу 2 прикладывают ступенчато возрастающую нагрузку 3. В результате испытаний получают зависимость осадки штампа от действующего давления (рис. 1.9, б). На участке графика при небольших давлениях, где

Т а б л и ц а 1.7. Значение ν и β для различных грунтов

Грунты	ν	β	Грунты	ν	β
Крупнообломочные Пески и супеси	0,27	0,8	Суглинки Глины	0,35	0,62
	0,3	0,74		0,41	0,43

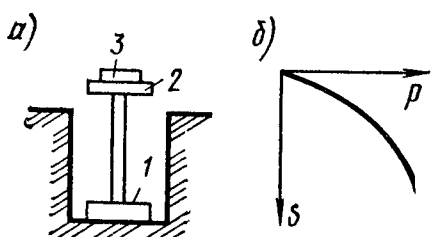


Рис. 1.9. Схема установки для испытания грунта статической нагрузкой в шурфе (а) и зависимость осадки от нагрузки (б)

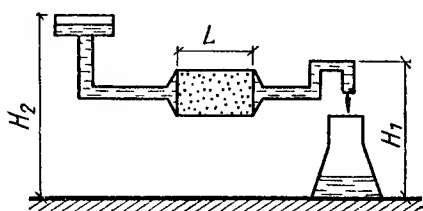


Рис. 1.10. Схема установки для определения коэффициента фильтрации

осадка штампа линейно зависит от действующей нагрузки, определяют модуль общей деформации:

$$E_0 = \omega d (1 - v_0^2) \Delta p / \Delta s, \quad (1.15)$$

где ω — коэффициент, принимаемый для круглых жестких штампов равным 0,8; d — диаметр штампа; v_0 — коэффициент общей относительной поперечной деформации грунта; Δp — приращение давления на штамп; Δs — приращение осадки штампа.

Водопроницаемость грунтов оценивается с помощью коэффициента фильтрации, используемого при расчетах затухания осадки фундаментов во времени. Для хорошо фильтрующих грунтов (песков, супесей и др.) коэффициент фильтрации определяют с помощью прибора, показанного на рис. 1.10, который состоит из трубы длиной L , заполненной грунтом, и двух трубок — подводящей и отводящей воду. По результатам испытания образца грунта на водопроницаемость коэффициент фильтрации определяют по формуле

$$k_f = V / Ait, \quad (1.16)$$

где V — объем воды, собранной в колбу; i — гидравлический градиент, определяемый по формуле

$$i = (H_2 - H_1) / L; \quad (1.17)$$

t — время, за которое через образец грунта профильтровался объем воды V ; A — площадь поперечного сечения образца грунта.

Современные методы расчета оснований и фундаментов основываются на экспериментальных данных, полученных в результате нагружения внешней нагрузкой жестких штампов, устанавливаемых на поверхности грунтового основания (рис. 1.11, а). При увеличении внешней нагрузки N , приложенной к штампу, грунт основания будет деформироваться, приобретая осадку s .

Рис. 1.11. Схема взаимодействия штампа с основанием (а) и график изменения осадки (б)

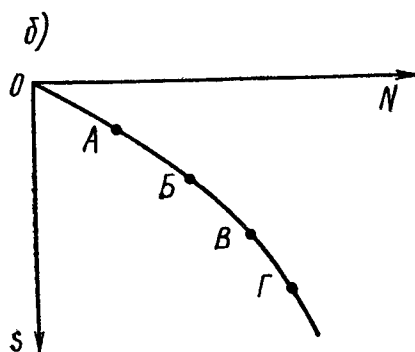
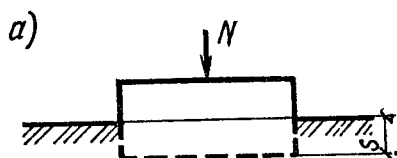
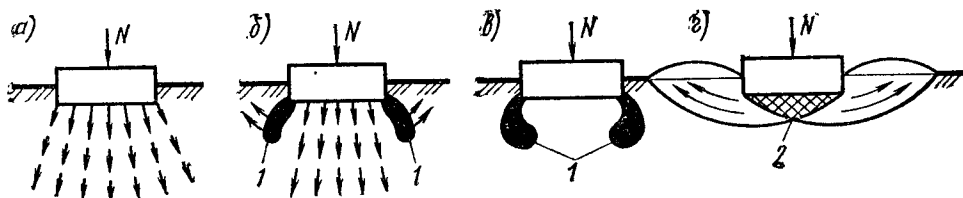


Рис. 1.12. Схема развития деформаций в грунтах основания

а — при уплотнении; б — при развитии местных областей сдвига; в — при наступлении предельного состояния; г — при потере устойчивости основания



Характерная для большинства грунтов зависимость осадки от действующей нагрузки приведена на рис. 1.11, б. На участке OA при небольших значениях внешней нагрузки, не превышающих некоторого предела, происходит уплотнение грунта и его частицы перемещаются в основном вниз (рис. 1.12, а). На этом участке, называемом фазой уплотнения, зависимость между нагрузкой и осадкой условно принимается линейной, т.е. осадка прямо пропорциональна действующей нагрузке.

При дальнейшем возрастании нагрузки на участке AB (см. рис. 1.11, б) под краями штампа появляются зоны пластических деформаций 1 (рис. 1.12, б); при этом линия AB будет кривой, тем не менее ее кривизной вследствие незначительности пренебрегают и считают, что грунт деформируется линейно, т.е. кривая AB заменяется прямой линией. Эта зона называется фазой уплотнения и локальных сдвигов.

При увеличении нагрузки на участке BB (см. рис. 1.11, б) зоны пластических деформаций развиваются в стороны, вовлекая в пластическую деформацию все

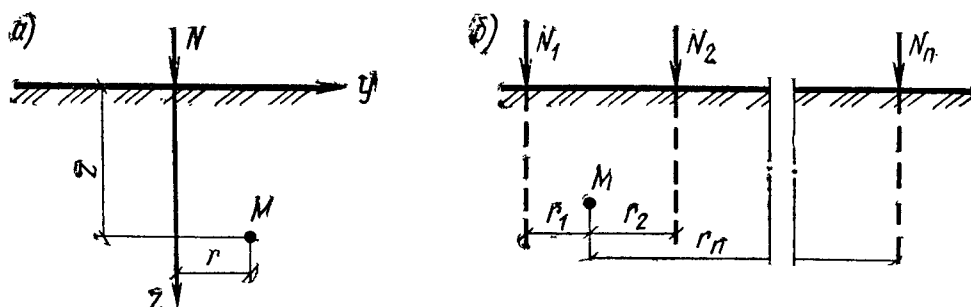


Рис. 1.13. Схема определения напряжений в грунте от сосредоточенной силы (а) и от нескольких сосредоточенных сил (б)

большие объемы грунта под краями штампа (рис. 1.12, в). Эта фаза называется фазой развития значительных сдвигов и уплотнения грунта по сторонам от зон пластических деформаций; при этом кривизна линии *ВВ* возрастает.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к формированию под подошвой штампа упругого жесткого ядра 2, которое, перемещаясь вместе со штампом, расклинивает грунт, способствуя еще большему развитию областей сдвига. Это вызывает резкую осадку штампа с выпором грунта в стороны и вверх (рис. 1.12, г). На рис. 1.11, б эта фаза соответствует участку *ВГ*, приближающемуся к вертикальной линии, и называется фазой выпора.

Для оценки несущей способности грунтового основания необходимо уметь определять напряженное состояние в массиве грунта от действия различных внешних нагрузок, приложенных к основанию. Наиболее важными для расчетов фундаментов и их оснований являются вертикальные напряжения, возникающие в основаниях фундаментов.

При действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности упругого основания (рис. 1.13, а), вертикальные напряжения в точке *М* определяют по формуле

$$\sigma_z = K \frac{N}{z^2}, \quad (1.18)$$

где *K* — безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения *r/z*; *N* — вертикальная сосредоточенная сила; *z* — вертикальная координата точки *М*.

Значения коэффициента *K* при различных соотношениях *r/z* приведены в табл. 1.8.

Т а б л и ц а 1.8. Значения коэффициента K

r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,0	0,4775	0,8	0,1386	1,6	0,02
0,1	0,4657	0,9	0,1083	1,7	0,016
0,2	0,4329	1,0	0,0844	1,8	0,0129
0,3	0,3849	1,1	0,0658	1,9	0,0105
0,4	0,3294	1,2	0,0513	2,0	0,0085
0,5	0,2733	1,3	0,0402	2,5	0,0034
0,6	0,2214	1,4	0,0317	3,0	0,0015
0,7	0,1762	1,5	0,0251	4,0	0,0004

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 1.13, б) напряжения в точке M определяют с помощью обычного суммирования:

$$\sigma_z = K_1 \frac{N_1}{z^2} + K_2 \frac{N_2}{z^2} + \dots + K_n \frac{N_n}{z^2}. \quad (1.19)$$

Напряжения, возникающие в грунтах под центром прямоугольной площади загрузки равномерно распределенной нагрузкой, находят по формуле

$$\sigma_z = \alpha p, \quad (1.20)$$

где α — коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по табл. 1.9, в зависимости от соотношения $m=2z/b$ и $n=l/b$ (здесь b и l — соответственно ширина и длина прямоугольника); p — равномерно распределенное давление.

Используя данные табл. 1.9, можно определять вертикальные напряжения и в угловых точках прямоугольной площади загрузки по формуле

$$\sigma_z = 0,25\alpha p, \quad (1.21)$$

с той лишь разницей, что соотношение m принимается равным $m=z/b$.

Для определения напряжений в любой точке внутри загруженной области или вне ее используют метод угловых точек (рис. 1.14). Если напряжения определяют в точке, находящейся под загруженной площадью (рис. 1.14, а), то загруженную площадь разбивают на четыре прямоугольника I , II , III и IV , для каждого из которых точка M является угловой, и напряжения находят как

сумму давлений под угловыми точками четырех площадей загрузки:

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV}) p. \quad (1.22)$$

Если же точка M находится вне пределов площади загрузки $ABCD$ (рис. 1.14, б), она считается угловой для четырех фиктивных площадей загрузки I, II, III и IV (прямоугольники $AEMK, KMGD, BEMF, FMGC$). При этом в пределах площадей I и II направление нагрузки совпадает с направлением исходной нагрузки, а в пределах площадей III и IV направление фиктивной нагрузки является обратным направлению исходной нагрузки и напряжения находят по выражению

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} - \sigma_{zIII} - \sigma_{zIV} = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}) p. \quad (1.23)$$

Т а б л и ц а 1.9. Значения коэффициента α

$m = \frac{2z}{b}$	α для фундаментов								ленточ- ных при $n \geq 10$
	прямоугольных при n , равном								
	1	1,4	1,6	1,8	2,4	3,2	4	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,859	0,866	0,875	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,606	0,682	0,703	0,717	0,740	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,558	0,578	0,612	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,441	0,463	0,505	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,352	0,374	0,419	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,284	0,304	0,350	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,160	0,210	0,232	0,251	0,294	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,130	0,173	0,192	0,209	0,250	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,108	0,145	0,161	0,176	0,214	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,091	0,122	0,137	0,150	0,185	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,077	0,105	0,118	0,130	0,161	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,066	0,091	0,102	0,112	0,141	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,058	0,079	0,089	0,099	0,124	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,078	0,087	0,110	0,136	0,155	0,172	0,208
6,8	0,040	0,055	0,062	0,069	0,088	0,110	0,128	0,144	0,184
7,6	0,032	0,044	0,050	0,056	0,072	0,091	0,107	0,123	0,166
8,4	0,026	0,037	0,042	0,046	0,060	0,077	0,091	0,105	0,150
9,2	0,022	0,031	0,035	0,039	0,051	0,065	0,078	0,091	0,137
10	0,019	0,026	0,030	0,033	0,044	0,056	0,067	0,079	0,126
12	0,015	0,020	0,024	0,026	0,034	0,044	0,051	0,060	0,104

В естественных условиях, кроме напряжений от внешней нагрузки, прикладываемой к основанию, в каждой конкретной точке основания действуют напряжения от собственного веса вышележащих слоев грунта. Эпюра этих напряжений по глубине однородного грунта имеет вид треугольника. Эпюра вертикальных напряжений от действия собственного веса грунтов неоднородного состава является ломаной линией (рис. 1.15). Вертикальное напряжение в любой точке основания находят по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (1.24)$$

где n — число слоев грунта, от веса которых определяется напряжение; γ_i — удельный вес грунта i -го слоя; h_i — толщина i -го слоя.

Удельный вес водопроницаемого слоя грунта, находящегося ниже уровня грунтовых вод, определяют с учетом взвешивающего действия воды по выражению (1.6). Если в толще основания имеется водонепроницаемый грунт (глина или суглинок в твердом состоянии), то необходимо учитывать давление от столба воды на его кровлю.

При проектировании взаимодействие оснований и фундаментов представляют в виде контактных давлений по подошве фундамента. Очертание эпюры этих давлений зависит от жесткости фундаментов и надфундаментных конструкций, а также от условий нагружения и напряженного состояния грунтов. В пределах небольших давлений, когда грунт условно считается линейно деформируемым телом, теоретическое решение показывает, что эпюра давлений в середине жесткого штампа имеет минимальное значение, а по краям — бесконечно большое (кривая 1 на рис. 1.16). Однако в реальных условиях грунты основания не могут воспринимать бесконечно большие напряжения, поэтому ординаты эпюры давлений под краями штампа всегда имеют конечное значение (кривая 2 на рис. 1.16). При увеличении внешней нагрузки под краями штампа начинают развиваться зоны пластических деформаций, что приводит к перераспределению напряжений под подошвой жесткого штампа, и эпюра давлений становится седлообразной (кривая 3 на рис. 1.16). При дальнейшем росте нагруз-

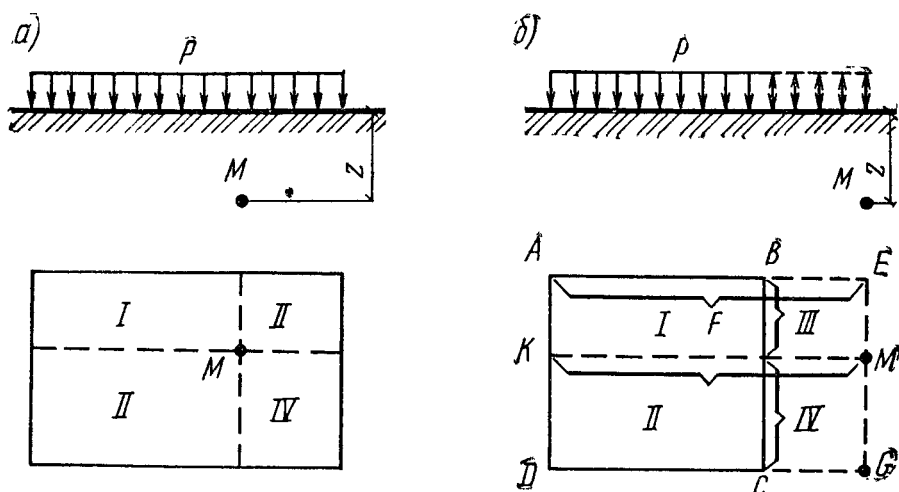


Рис. 1.14. Схема определения напряжений в грунте от равномерно распределенной нагрузки методом угловых точек, находящихся в пределах загруженной площади — а и вне пределов загруженной площади — б

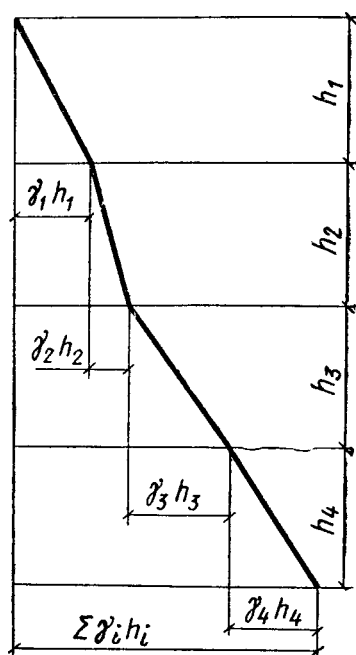


Рис. 1.15. Схема определения вертикальных напряжений от действия собственного веса грунтов

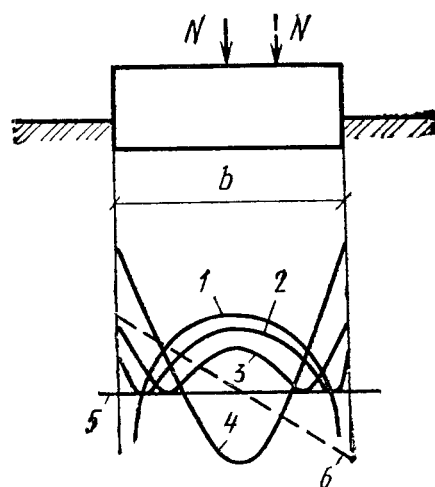


Рис. 1.16. Схема распределения контактных давлений под подошвой фундамента

Очертания эпюры: 1 — по теории упругости; 2 — по опытным данным при умеренном давлении; 3 — то же при значительном давлении; 4 — при давлениях, близких к предельным; 5 — при средних значениях контактных давлений; 6 — при расчетных давлениях при внецентренном действии нагрузки

ки, приближающейся к предельной, эпюра напряжений становится колоколообразной (кривая 4 на рис. 1.16).

Таким образом, напряжения по подошве фундамента

определяются внешней нагрузкой и развитием зон пластических деформаций в грунте. В целях упрощения расчетов оснований и фундаментов напряжения под подошвой жесткого фундамента условно осредняют и принимают при центральной нагрузке равномерно распределенными (линия 5 на рис. 1.16) и при внецентренной нагрузке распределенными по закону трапеции (линия 6 на рис. 1.16). Для большинства фундаментов, как показывает опыт строительства, это допущение обеспечивает необходимую надежность конструктивных решений.

В настоящее время в основу расчета прочности и устойчивости грунтов основания положена теория предельного напряженного состояния. Под предельным напряженным состоянием грунта понимают такое состояние, при котором малейшее добавочное силовое воздействие или малейшее уменьшение прочности грунта может привести к нарушению установившегося равновесия, т. е. к потере устойчивости грунта, которое, как правило, сопровождается выпором его из-под фундамента со значительной осадкой. Поэтому целью проектирования оснований и фундаментов является назначение таких размеров подошвы фундамента, чтобы напряжения в его основании не превышали предельно возможных значений.

Однако предельно напряженное состояние данного основания, с одной стороны, характеризуется значительными осадками фундаментов, что отрицательно сказывается на нормальном функционировании зданий и сооружений, а с другой стороны, — нелинейными зависимостями между осадками фундаментов и действующими нагрузками, аппарат расчета которых является очень сложным, что существенно затрудняет проектирование. Поэтому напряжения под подошвой фундамента ограничивают некоторым значением, благодаря чему возможно, во-первых, избежать значительных осадок, а во-вторых, применять теорию линейно деформируемых тел, что позволяет использовать достаточно простые расчетные зависимости, существенно упрощающие проектирование. Значение этих напряжений получено в предположении, что развитие небольших областей пластического деформирования под краями фундамента на глубине $0,25b$ (где b — ширина фундамента) не ведет к значительным осадкам и не нарушает линейной зависимости

между осадкой и нагрузкой. Эти напряжения СНиП предлагает определять по следующей формуле:

$$p_{кр} = A\gamma b + B\gamma_h d + Dc, \quad (1.25)$$

где

$$A = 0,25\pi/(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2); \quad B = \pi/(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi + \pi/2) + 1, \\ D = \pi \operatorname{ctg} \varphi/(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2) -$$

коэффициенты несущей способности, зависящие от угла внутреннего трения φ ; γ и γ_h — удельный вес грунта соответственно ниже подошвы фундамента и в пределах глубины заложения подошвы фундамента; b — ширина подошвы фундамента; d — глубина заложения подошвы фундамента; c — удельное сцепление грунта.

§ 2. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям

Основное требование расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям заключается в том, чтобы усилия и напряжения, возникающие в основаниях и фундаментах, а также их деформации и перемещения были близки к установленным предельным значениям, но не превышали их. Это стремление объясняется требованиями экономичности, предъявляемыми к устройству оснований и фундаментов. При невыполнении этого условия, т. е. если напряжения и деформации значительно меньше предельных, потребуется устройство фундаментов с большими размерами подошвы, что приводит к увеличению объемов строительных работ и перерасходу материалов, а следовательно, к удорожанию фундаментов. С другой стороны, если усилия, напряжения и деформации превысят предельные значения, или может произойти разрушение фундамента, или его осадка будет настолько велика, что здание или сооружение не будет отвечать условиям нормальной эксплуатации.

Кроме требований экономичности, расчет по предельным состояниям обеспечивает и необходимую надежность оснований и фундаментов. Предельные состояния подразделяют на две группы:

I — по потере несущей способности. При расчетах по данной группе должны быть исключены все возможные формы разрушений и потери устойчивости под действием силовых факторов или неблагоприятных воздействий внешней среды;

II — по непригодности к нормальной эксплуатации. При расчетах по этой группе должны быть исключены недопустимые деформации (осадки, прогибы, выгибы, крены и углы поворота) оснований и фундаментов, а также чрезмерное раскрытие трещин в элементах конструкций фундаментов.

Расчет оснований ведется, прежде всего, по второй группе предельных состояний, так как под действием давления, передаваемого через фундамент, большинство грунтов испытывает значительные деформации, не разрушаясь. И только в особых случаях при очень слабых грунтах (при недостаточности их несущей способности) необходимо дополнительно рассчитывать основания по первой группе предельных состояний.

Расчет самих фундаментов ведется прежде всего по первой группе предельных состояний, так как деформации железобетонных фундаментов в момент, непосредственно предшествующий моменту потери ими несущей способности (разрушению), часто не превышают предельно допустимых значений.

При расчете по первой группе предельных состояний должно выполняться условие:

$$N = (q_n, \gamma_f, \eta) \leq \Phi(R_n, \gamma_n, \gamma_g, \gamma_c), \quad (1.26)$$

где N — усилие от расчетной нагрузки, зависящее от метода расчета оснований или фундаментов, их геометрических размеров, нормативных нагрузок и коэффициентов надежности; Φ — наименьшая несущая способность, зависящая от прочности основания или материала фундамента, коэффициентов надежности и условий работы.

При расчете по второй группе предельных состояний

$$s \leq s_u, \quad (1.27)$$

где s — деформация, полученная в результате расчета оснований методами механики грунтов за определенный промежуток времени; s_u — предельно допустимая деформация, определяемая условиями нормальной эксплуатации данного здания или сооружения, устанавливаемая строительными нормами.

Для железобетонных фундаментов, помимо выполнения условий (1.26) и (1.27), необходимо соблюдение следующего положения:

$$a_{crc} \leq a_{crc,u}, \quad (1.28)$$

где a_{crc} — ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин, определяемая методами расчета железобетонных конструкций; $a_{crc,u}$ — предельно допустимая ширина раскрытия трещин в фундаменте, устанавливаемая нормами проектирования железобетонных конструкций.

При проектировании по предельным состояниям экономичность и надежность, несущую способность и нормальную эксплуатацию обеспечивают введением расчетных коэффициентов, которые позволяют отдельно учесть различные особенности грунтов основания, специфику действующих нагрузок и особенности конструктивных схем зданий и сооружений.

Нагрузки бывают нормативными и расчетными. Основной характеристикой нагрузки является ее нормативное значение, устанавливаемое СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия». Расчетная нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает возможность отклонения внешних нагрузок в реальных условиях от нагрузок, принятых в проекте.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяют на постоянные и временные. Постоянными являются нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно; временными — нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. К постоянным нагрузкам относят собственный вес несущих и ограждающих конструкций и давление грунтов в природном залегании. Постоянные нагрузки определяют по проектным данным на основании геометрических размеров конструкций как произведение их плотности на объем. Значения плотности, кг/м^3 , некоторых строительных материалов приведены ниже:

Железобетон:	
монолитный	2400
сборный	2500
Сталь	7850
Дерево	500
Цементно-песчаный раствор	2000—2200
Асфальтобетон:	
песчаный	2000
среднезернистый	2300
Утеплители:	
из ячеистых бетонов	400—600
минераловатные плиты	300—500
перлитовые и вермикулитовые плиты на цементном вяжущем	300—500
пено- и газостекло	200—300
шлаки гранулированные, пемза, перлит	300—700

Для практических расчетов полезно знать массу некоторых элементов кровельных покрытий, кг/м^2 :

Рулонный ковер из рубероида на битумной мастике:	
в один слой	3—5
в три слоя	10—15
Пароизоляция (два слоя пергамина на битумной мастике)	5—6

Временные нагрузки подразделяют на длительно действующие, кратковременные и особые. К длительно действующим нагрузкам относят: вес временных перегородок, вес стационарного оборудования, давление газов и жидкостей, нагрузка от складироваемых материалов, температурные технологические и климатические воздействия, неравномерные деформации основания и вес мостового оборудования. Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f для постоянных и длительно действующих временных нагрузок приведены ниже:

Постоянные нагрузки

Вес бетонных (плотностью более 1800 кг/м ³), железобетонных, каменных, армокаменных, металлических и деревянных конструкций	1,1
Вес бетонных (плотностью 1800 кг/м ³ и менее) конструкций, а также изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев (плиты, скорлупы, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т. д.), выполняемых:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Давление грунтов:	
в природном залегании	1,1
насыпных	1,2

Временные длительно действующие нагрузки

Вес стационарного оборудования и изоляции	1,2
Давление от заполнения оборудования (кроме трубопроводов):	
жидкостями	1,1
суспензиями, шлаками, сыпучими телами	1,2
Давление от заполнения трубопроводов:	
жидкостями	1,0
суспензиями, шлаками, сыпучими телами	1,1
Вес погрузчиков и каров	1,2

К кратковременным нагрузкам относятся: вес людей, ремонтных материалов, нагрузки, возникающие при изготовлении и возведении строительных конструкций, нагрузки от временно складироваемых материалов и насыпного грунта, нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий (табл. 1.10), снеговые и ветровые нагрузки.

Т а б л и ц а 1.10. Временные равномерно распределенные нагрузки на перекрытия и коэффициенты надежности по нагрузке

Здания и помещения	Временная нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности
1. Квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, палаты больниц и санаториев	1500	1,4
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, классные помещения учреждений просвещения, бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2000	1,4
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, просвещения и научных, помещения счетно-вычислительных станций, кухни общественных зданий, технические этажи, подвальные помещения и др.	По действительной нагрузке, но не менее 2000	1,4
4. Залы:		
читальные	2000	1,4
обеденные (кафе, рестораны, столовые)	300	1,3
собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4000	1,3
торговые, выставочные и экспозиционные	По действительной нагрузке, но не менее 4000	1,3
5. Книгохранилища, архивы, сцены зрелищных предприятий	То же, но не менее 5000	1,2
6. Трибуны:		
с закрепленными сидениями	По действительной нагрузке, но не менее 4000	1,3
для стоящих зрителей	Не менее 5000	1,2
7. Чердачные помещения	750 (дополнительно к весу оборудования и материалов)	1,4
8. Террасы и покрытия:		
на участках, используемых для отдыха	2000	1,4
на участках, где возможно скопление людей, выходящих из производственных помещений, залов,	4000	1,3

Продолжение табл. 1.10

Здания и помещения	Временная нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности
аудиторий и т. п.		
9. Балконы и лоджии: полосовая равномерная нагрузка на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4000	1,3
сплошная равномерная нагрузка на площади балкона, лоджии, если ее воздействие более неблагоприятно, чем для предыдущего подпункта	2000	1,4
10. Производственные и складские помещения: участки установки стационарного оборудования	Не менее 3000	1,3
места складирования материалов и изделий	Не менее 4000	1,3
участки обслуживания и ремонта оборудования	Не менее 1500	1,4
11. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в пунктах: 1, 2 и 3	3000	1,3
4, 5 и 10	4000	1,3
6	5000	1,4
12. Сельскохозяйственные помещения для скота: мелкого	Не менее 2000	1,3
крупного	Не менее 5000	1,2

К особым нагрузкам относятся: сейсмические и взрывные воздействия, нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, и воздействия от неравномерных осадок основания, сопровождающиеся изменением структуры грунта.

При расчете фундаментов и оснований многоэтажных зданий, названных в п. 1 и 2 табл. 1.10, временные нагрузки на перекрытия допускается снижать на величину:

$$\eta_1 = 0,3 + 0,6/\sqrt{m}; \quad (1.29)$$

для зданий и сооружений, названных в п. 4 табл. 1.10,—

$$\eta_2 = 0,5 + 0,6/\sqrt{m}, \quad (1.30)$$

где m — число загруженных перекрытий, нагрузка от которых передается на фундаменты и основания; при $m=1$ $\eta_2=1$.

При расчете по первой группе предельных состояний нагрузки определяют по следующим формулам:

постоянные

$$g = \gamma_f g_n; \quad (1.31)$$

временные

$$q = \gamma_f q_n; \quad (1.32)$$

временные на перекрытия

$$q = \gamma_f \eta q_n. \quad (1.33)$$

При расчете по второй группе предельных состояний коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1.

Для учета вероятности одновременного действия нескольких нагрузок — постоянных, временных, длительно действующих и кратковременных — вводят коэффициент сочетаний. Все конструкции, в том числе основания и фундаменты, всегда рассчитывают на максимальные усилия, которые дают комбинации нескольких нагрузок, называемых сочетаниями нагрузок. Сочетания нагрузок подразделяют на основные и особые.

Если максимальное усилие дают все постоянные и временные длительно действующие нагрузки, а также одна кратковременная нагрузка, то такое сочетание называют основным сочетанием первой группы и коэффициент сочетания для него принимают равным 1. При максимальном усилии, определяемом всеми постоянными, временными, длительно действующими, а также двумя или более кратковременными нагрузками, говорят об основном сочетании второй группы, для которого коэффициент сочетаний принимают равным 0,9.

Если максимальное усилие дают все постоянные, временные и особые нагрузки, то такое сочетание называют особым, для которого коэффициент сочетаний равен 0,8.

Коэффициенты надежности по материалу γ_m и грунту γ_g учитывают отклонения расчетных значений физико-механических характеристик материалов, возможные в результате неточности определения и случайных отклонений при отборе образцов. Расчетное значение этих характеристик получают делением нормативного значения на соответствующее значение коэффициента надежности.

Коэффициент надежности по назначению сооружения γ_n учитывает степень ответственности зданий и соору-

жений, а также недостаточное соответствие расчетных схем реальным условиям работы оснований и фундаментов и степень погрешности, вносимую самой теорией предельных состояний. На этот коэффициент обычно делят значение расчетных сопротивлений материалов.

Коэффициент условий работы γ_c учитывает особенности физико-механических свойств отдельных пластов грунта, условия и характер работы оснований и фундаментов, а также некоторые факторы, не отраженные в расчетах прямым путем. Этот коэффициент обычно умножают на значение расчетных сопротивлений материалов.

Прежде чем приступать к проектированию оснований и фундаментов, необходимо изучить конструктивную и расчетную схемы сооружения, оценить его жесткость и установить возможный характер и предельные значения деформаций.

По жесткости все сооружения можно разбить на три типа: гибкие, жесткие и обладающие конечной жесткостью. Гибкие сооружения следуют за перемещением оснований, при этом в случае возникновения неравномерных осадок в конструкциях таких сооружений не возникает значительных дополнительных усилий.

В жестких сооружениях при неравномерных осадках в конструкциях возникают дополнительные усилия, которые в большинстве случаев неопасны, потому что такие здания имеют значительный запас прочности.

К сооружениям конечной жесткости относится большинство зданий и сооружений современного массового строительства. В несущих конструкциях данного класса сооружений при неравномерных осадках возникают дополнительные усилия, которые следует учитывать при проектировании.

В зависимости от жесткости сооружения и характера развития неравномерных осадок возникают следующие деформации сооружений: выгиб или прогиб, перекос, крен и горизонтальные деформации.

Выгиб и прогиб (рис. 1.17, а, б) приводят к искривлению сооружения. Такие деформации характерны для протяженных зданий и сооружений, не обладающих большой жесткостью.

Перекос (рис. 1.17, в) возникает в конструкциях, когда неравномерность осадок проявляется на участке небольшой протяженности при сохранении относительно

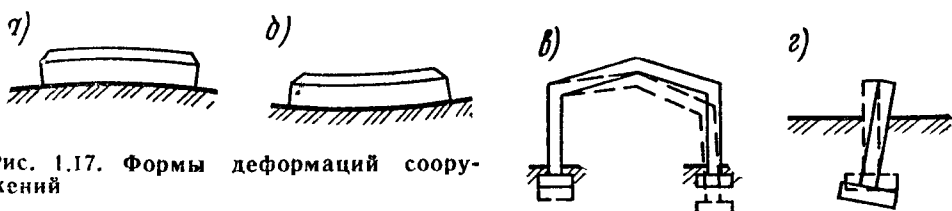


Рис. 1.17. Формы деформаций сооружений

а — выгиб; б — прогиб; в — перекос; г — крен

вертикального положения здания. Примером могут служить перекосы в каркасных зданиях.

Крен (рис. 1.17, г) — поворот сооружения относительно вертикальной оси — характеризуется разностью осадок крайних точек сплошных массивных конструкций или отдельных фундаментов.

При проектировании оснований и фундаментов необходимо стремиться к тому, чтобы осадки зданий и сооружений, получаемые в результате расчета, не превышали предельно допустимых для данного типа зданий, установленных СНиП.

§ 3. Особенности проектирования оснований и фундаментов

Проектирование оснований и фундаментов имеет некоторую специфику по сравнению с проектированием строительных конструкций.

1. Грунты основания и материал фундамента являются принципиально различающимися материалами, каждый из которых имеет свойства, подчас резко отличающиеся одни от других.

2. Фундаменты зданий и сооружений, возводимые в основном из бетона, бутобетона и железобетона, сначала рассчитывают по первой группе предельных состояний (проверка несущей способности на расчетные нагрузки), а затем по второй (проверка деформаций и оценка трещиностойкости). Это объясняется тем фактом, что деформации и ширина раскрытия трещин железобетонных конструкций в момент, непосредственно предшествующий моменту разрушения, обычно соизмеримы с предельно допустимыми. Основания фундаментов рассчитывают прежде всего по второй группе предельных состояний (по деформациям), так как грунты могут испытывать значительные деформации без потери несущей способности. И лишь в особых случаях при сла-

рых грунтах требуется производить расчет оснований по первой группе предельных состояний.

3. Грунты обладают относительно малой прочностью и большой деформативностью. Прочность грунтов в сотни раз меньше прочности камня и бетона и в тысячи раз меньше прочности металла. Деформативность и сжимаемость грунтов в тысячи и десятки тысяч раз больше деформативности камня, бетона и металла.

4. В отличие от материала самих фундаментов грунты практически не воспринимают растягивающих усилий. Они способны воспринимать только сжимающие или сдвигающие нагрузки, поэтому недопустимо появление растягивающих напряжений в массиве грунта.

5. Осадки оснований развиваются во времени. В некоторых случаях эти осадки могут происходить и после завершения строительства, т.е. в эксплуатационной стадии, когда нагружение прекращается и действующая нагрузка остается постоянной.

6. Во многих случаях место возведения сооружения строго определено, следовательно, фундаменты зданий должны быть приспособлены к индивидуальным грунтовым условиям данной строительной площадки.

7. Инженерно-геологические условия района строительства непостоянны, они изменяются в результате естественного течения геологических процессов. Это приводит к изменениям физико-механических свойств грунтов, например, в результате сезонного проникновения влаги в грунт, замораживания и оттаивания, сейсмических явлений, откачки подземных вод в результате использования артезианских скважин, влияния уже построенных или строящихся зданий и сооружений, а также других последствий деятельности людей.

8. Проектирование оснований и фундаментов необходимо вести с учетом конструктивных и эксплуатационных особенностей возводимых зданий и сооружений.

9. Проектирование оснований и фундаментов ведут по расчетным схемам и моделям, которые, конечно, не могут учесть всего многообразия факторов, влияющих на работу фундаментов и особенно их оснований. Иногда, чтобы получить какое-либо проектное решение, в расчетную модель вводят упрощающие гипотезы и допущения, исключают из рассмотрения некоторые факторы, усложняющие расчет, используют приближенные решения и эмпирические формулы, т.е. фактически расчет

реального объекта заменяется расчетом по некоторой условной идеализированной расчетной схеме. Поэтому для того, чтобы избежать ошибок, необходимо четко выявить, насколько принятые исходные предпосылки расчетной модели отвечают реальным условиям работы фундаментов сооружения на данной строительной площадке.

Учет всех перечисленных выше факторов наряду с использованием теории предельных состояний, современных решений в области инженерной геологии, механики грунтов и строительных конструкций позволяет выполнять необходимые расчеты и успешно решать комплексную задачу проектирования оснований и фундаментов.

§ 4. Определение напряжений в грунтах

Пример 1.1. Определить напряжение в точке M от сосредоточенной силы $N=15$ кН, приложенной к поверхности грунтового основания. Точка M находится на глубине $z=2$ м, расстояние от оси силы $r=4$ м (рис. 1.18).

Решение. Определяем отношение:

$$r/z = 4/2 = 2.$$

По табл. 1.8 для отношения $r/z=2$ находим значение коэффициента $K=0,0085$ и по формуле (1.18) определяем напряжение:

$$\sigma_z = 0,0085 \frac{15\,000}{4} = 31,88 \text{ Па}.$$

Пример 1.2. Определить напряжение в точке M от трех сосредоточенных сил $N_1=10$ кН, $N_2=5$ кН и $N_3=15$ кН, приложенных к поверхности грунтового основания. Расстояния от осевых линий приложения сил и глубина заложения точки M показаны на рис. 1.19.

Решение. Находим соотношения r/z для каждой из трех сил:

$$r_1/z = 5/2,5 = 2; \quad r_2/z = 1/2,5 = 0,4;$$

$$r_3/z = 2,2/2,5 = 0,88.$$

По табл. 1.8 находим значения коэффициентов $K_1=0,0085$ для силы N_1 и $K_2=0,3294$ для силы N_2 . В табл. 1.8 отсутствует значение коэффициента K_3 для соотношения $r/z=0,88$, его значение находим с помощью линейной интерполяции. Ближайшие значения коэффициента $K_{r/z=0,8} = 0,1386$ и $K_{r/z=0,9} = 0,1083$, разность между ними $\Delta K = 0,1386 - 0,1083 = 0,0303$, разность соседних значений $\Delta r/z = 0,9 - 0,8 = 0,1$. Приращение значения $\Delta r/z$, соответствующее значению K_3 , равно $\Delta' r/z = 0,90 - 0,88 = 0,02$. Составим пропорцию, обозначая искомое приращение коэффициента K через ΔK_3 :

$$\frac{\Delta K}{\Delta r/z} = \frac{\Delta K_3}{\Delta' r/z},$$

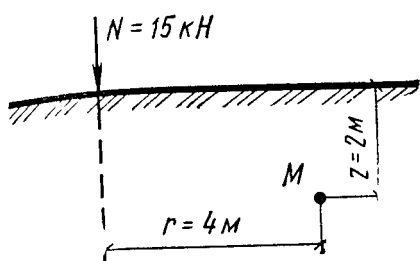


Рис. 1.18. К примеру 1.1

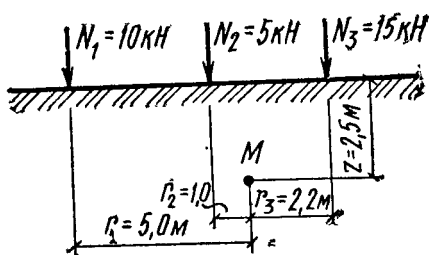


Рис. 1.19. К примеру 1.2.

откуда

$$\Delta K_3 = \frac{0,0303}{0,1} 0,02 = 0,0061.$$

Теперь найдем значение коэффициента K_3 :

$$K_3 = 0,1083 + 0,0061 = 0,1144.$$

Имея значения коэффициентов K_1 , K_2 и K_3 по формуле (1.19) находим:

$$\sigma_z = \frac{1}{2,5^2} (0,0085 \cdot 10\,000 + 0,3294 \cdot 5\,000 + 0,1144 \cdot 15\,000) = 551,7 \text{ Па}$$

Пример 1.3. Определить напряжение в точке М, находящейся на глубине 1,5 м под центром прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p=5 \text{ кН/м}^2$ (рис. 1.20), приложенной к поверхности грунтового основания.

Решение. Находим соотношения:

$$2z/b = 2 \cdot 1,5/0,5 = 6; \quad l/b = 0,7/0,5 = 1,4.$$

По табл. 1.9 для значений $2z/b=6$ и $l/b=1,4$ находим коэффициент $\alpha=0,07$ и вычисляем напряжение по формуле (1.20):

$$\sigma_z = 0,07 \cdot 5000 = 350 \text{ Па}.$$

Пример 1.4. Определить напряжение в точке М, расположенной на глубине 3 м под угловой точкой прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p=5 \text{ кН/м}^2$, приложенной к поверхности грунтового основания (рис. 1.21).

Решение. Для вычисления напряжений под угловой точкой находим соотношения:

$$z/b = 3/2 = 1,5; \quad l/b = 4/2 = 2.$$

В табл. 1.9 отсутствует значение коэффициента α для данных соотношений, поэтому его будем искать с помощью линейной интерполяции. Так как интерполировать придется по двум значениям соотношений z/b и l/b , для удобства составим таблицу занесем значения $\alpha=0,717$, соответствующее соотношениям $z/b=1,2$ и $l/b=1,8$; в третью строку этого же столбца — значение $\alpha=0,578$, соответствующее соотношениям $z/b=1,6$ и $l/b=1,8$. В первую строку четвертого столбца табл. 1.11 занесем значение коэффициента $\alpha=0,740$, соответствующее соотношениям $z/b=1,2$ и $l/b=2,4$; в третью строку этого же столбца — значение $\alpha=0,612$, соответствующее соотноше-

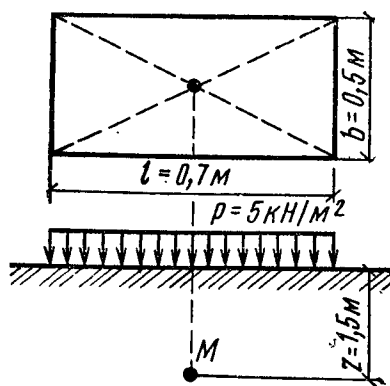


Рис. 1.20. К примеру 1.3

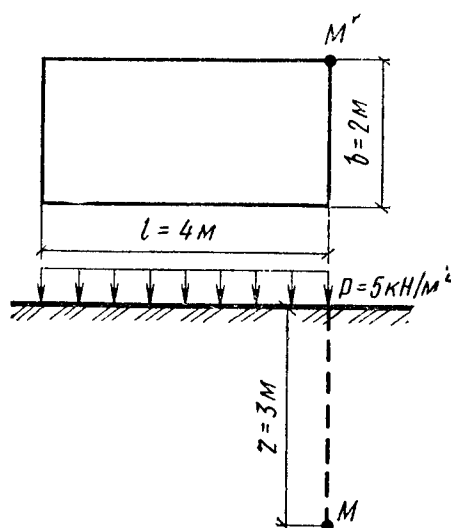


Рис. 1.21. К примеру 1.4

ниям $z/b = 1,6$ и $l/b = 2,4$. Проведем интерполяцию по второму вертикальному столбцу, т. е. определим значение α для соотношений $z/b = 1,5$ и $l/b = 1,8$. Разность между соседними значениями $\Delta\alpha' = 0,717 - 0,578 = 0,139$, разность между соседними значениями $\Delta z/b = 1,6 - 1,2 = 0,4$. Приращение, соответствующее значению искомого α , $\Delta' z/b = 1,6 - 1,5 = 0,1$. Составляем пропорцию для определения приращения коэффициента $\Delta\alpha'$:

$$\frac{\Delta\alpha'}{\Delta z/b} = \frac{\Delta\alpha}{\Delta' z/b}; \quad \Delta\alpha = \frac{0,139}{0,4} 0,1 = 0,035.$$

При $z/b = 1,5$

$$\alpha = \alpha_{z/b=1,6} + \Delta\alpha = 0,578 + 0,035 = 0,613$$

занесем во вторую строку второго столбца табл. 1.11.

Аналогично определим и коэффициент α при соотношении $z/b = 1,5$ и $l/b = 2,4$, проводя интерполяцию по четвертому столбцу таблицы. Приращение $\Delta\alpha' = 0,740 - 0,612 = 0,128$, $\Delta z/b = 0,4$, $\Delta' z/b = 0,1$

$$\Delta\alpha' / \Delta z/b = \Delta\alpha / \Delta' z/b; \quad \Delta\alpha = (0,128 / 0,4) 0,1 = 0,032.$$

При соотношениях $z/b = 1,5$ и $l/b = 2,4$

$$\alpha = \alpha_{z/b=1,6} + \Delta\alpha = 0,612 + 0,032 = 0,644$$

занесем во вторую строку четвертого столбца.

Таблица 1.11. К примеру 1.4

z/b	Значения α при l/b , равном		
	1,8	2	2,4
1,2	0,717	—	0,740
1,5	0,613	0,623	0,644
1,6	0,578	—	0,612

И наконец, проведем интерполяцию по второй строке третьего столбца табл. 1.11, т. е. определим искомое значение коэффициента α при $z/b=1,5$ и $l/b=2$.

$$\Delta\alpha' = 0,644 - 0,613 = 0,031; \quad \Delta l/b = 2,4 - 1,8 = 0,6.$$

Составим пропорцию, учитывая, что $\Delta' l/b$, соответствующее приращению коэффициента α , равно $\Delta' l/b = 2 - 1,8 = 0,2$

$$\frac{\Delta\alpha'}{\Delta l/b} = \frac{\Delta\alpha}{\Delta' l/b}; \quad \Delta\alpha = \frac{0,031}{0,6} 0,2 = 0,01.$$

Искомое значение коэффициента α занесем во вторую строку третьего столбца таблицы:

$$\alpha = \alpha_{l/b=1,8} + \Delta\alpha = 0,613 + 0,010 = 0,623.$$

В заключение определим напряжения в точке M по формуле (1.21):

$$\sigma_z = \frac{0,623}{4} 5000 = 778,7 \text{ Па.}$$

Пример 1.5. Найти напряжение в точке M , лежащей на расстоянии $x=1$ м и $y=1$ м от угловой точки на глубине 2 м, от прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $P=10$ кН/м² (рис. 1.22).

Решение. Разобьем прямоугольник $ABCD$ на четыре прямоугольника $BKM'L$, $LM'EA$, $M'GDE$, $KCGM'$, для которых точка M является угловой, и для каждого из них найдем соотношение l/b , учитывая:

$$\begin{aligned} l_I &= BC - KC = 5 - 1 = 4 \text{ м}; & b_I &= BL = y = 1 \text{ м}; \\ l_{II} &= KC = x = 1 \text{ м}; & b_{II} &= CG = y = 1 \text{ м}; & l_{III} &= LM' = l_I = 4 \text{ м}; \\ b_{III} &= AB - LB = 2 - 1 = 1 \text{ м}; & l_{IV} &= AD - AE = 5 - 4 = 1 \text{ м}; \\ b_{IV} &= M'E = KM' = 1 \text{ м}; & l_I/b_I &= 4/1 = 4; \\ l_{II}/b_{II} &= 1/1 = 1; & l_{III}/b_{III} &= 4/1 = 4; & l_{IV}/b_{IV} &= 1/1 = 1. \end{aligned}$$

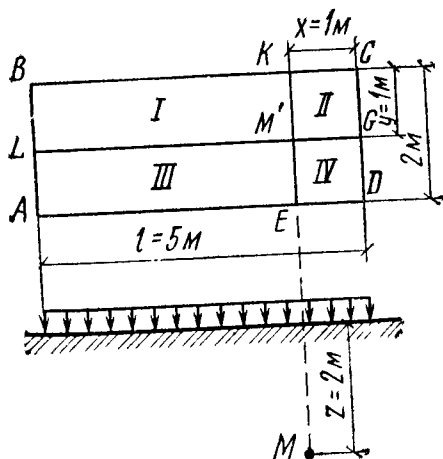


Рис. 1.22. К примеру 1.5

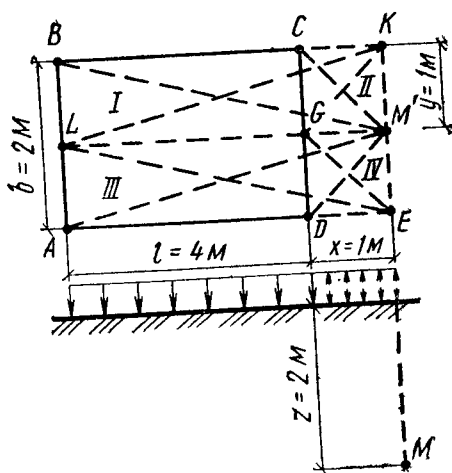


Рис. 1.23. К примеру 1.6

Вычислим соотношения для угловых точек:

$$z/b_I = 2/1 = 2; \quad z/b_{II} = 2/1 = 2; \quad z/b_{III} = 2/1 = 2;$$

$$z/b_{IV} = 2/1 = 2.$$

По табл. 1.9 находим значение коэффициентов α : $\alpha_I = 0,54$ для прямоугольника $BKM'L$; $\alpha = 0,336$ для $KCGM'$; $\alpha_{III} = 0,54$ для $LM'EA$ и $\alpha = 0,336$ для $M'GDE$. И, наконец, по формуле (1.22) находим напряжение в точке M :

$$\sigma_z = 0,25 (0,54 + 0,336 + 0,54 + 0,336) 10\,000 = 4380 \text{ Па.}$$

Пример 1.6. Найти напряжение в точке M , лежащей вне пределов загруженной площади прямоугольной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 15 кН/м^2 (рис. 1.23).

Решение. Выполним следующее построение, приложив фиктивную нагрузку по прямоугольнику $CKED$, имеющую то же значение, но действующую в разных направлениях.

Разобьем прямоугольник $ABKE$ на четыре прямоугольника $BKM'L$, $CKM'G$, $LM'EA$ и $GM'ED$, для которых точка M является угловой и для каждого из них вычислим соотношения l/b , учитывая:

$$l_I = BK = BC + CK = 4 + 1 = 5 \text{ м}; \quad b_I = LB = y = 1 \text{ м};$$

$$l_{II} = CK = x = 1 \text{ м}; \quad b_{II} = KM' = y = 1 \text{ м};$$

$$l_{III} = LM' = BK = 5 \text{ м}; \quad b_{III} = AL = AB - LB = 2 - 1 = 1 \text{ м};$$

$$l_{IV} = GM' = x = 1 \text{ м}; \quad b_{IV} = KE - KM' = 2 - 1 = 1 \text{ м};$$

$$l_I/b_I = 5/1 = 5; \quad l_{II}/b_{II} = 1/1 = 1; \quad l_{III}/b_{III} = 5/1 = 5;$$

$$l_{IV}/b_{IV} = 1/1 = 1.$$

Определим соотношения:

$$z/b_I = 2/1 = 2; \quad z/b_{II} = 2/1 = 2; \quad z/b_{III} = 2/1 = 2;$$

$$z/b_{IV} = 2/1 = 2.$$

По табл. 1.9 находим значение коэффициента α : $\alpha_I = 0,545$ для прямоугольника $BKM'L$; $\alpha_{II} = 0,336$ для $CKM'G$; $\alpha_{III} = 0,545$ для $LM'EA$; $\alpha_{IV} = 0,336$ для $GM'ED$. По формуле (1.23) находим напряжение в точке M :

$$\sigma_z = 0,25 (0,545 + 0,545 - 0,336 - 0,336) 15\,000 = 1567,5 \text{ Па.}$$

Пример 1.7. Построить эпюру вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта в основании, показанном на рис. 1.24.

Решение. Строим эпюру вертикальных напряжений, используя формулу (1.24). Напряжение на кровле первого слоя при $h=0$:

$$\sigma_{zg0} = 0.$$

Напряжение по подошве суглинка и кровле глины:

$$\sigma_{zg1} = 19\,600 \cdot 2,4 = 47\,040 \text{ Па} = 0,047 \text{ МПа.}$$

Напряжение по подошве глины и кровле песка:

$$\sigma_{zg2} = 0,047 + 20\,000 \cdot 2,2 \cdot 10^{-6} = 0,091 \text{ МПа.}$$

Напряжение по подошве песка и кровле супеси:

$$\sigma_{zg3} = 0,091 + 19\,000 \cdot 1,6 \cdot 10^{-6} = 0,121 \text{ МПа.}$$

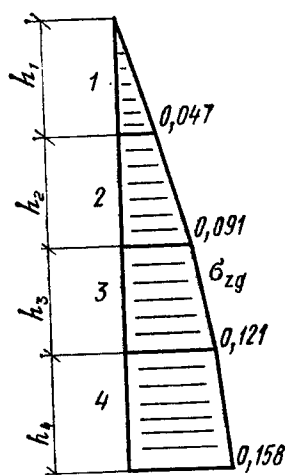


Рис. 1.24. К примеру 1.7.

1 — суглинок ($\gamma_1=19,6$ кН/м³, $h_1=2,4$ м); 2 — глина ($\gamma_2=20,0$ кН/м³, $h_2=2,2$ м); 3 — песок ($\gamma_3=19,0$ кН/м³, $h_3=1,6$ м); 4 — супесь ($\gamma_4=20,1$ кН/м³, $h_4=1,8$ м)

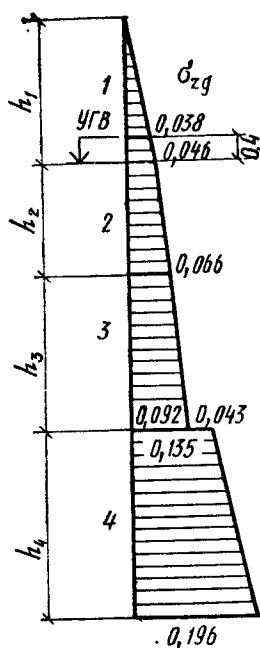


Рис. 1.25. К примеру 1.8

1 — песок ($\gamma_1=19,1$ кН/м³, $h_1=2$ м, $e=0,61$, $\gamma_{S1}=26,5$ кН/м³); 2 — песок ($\gamma_2=19,6$ кН/м³, $h_2=2,2$ м, $e_2=0,55$, $\gamma_{S1}=27,1$ кН/м³); 3 — супесь ($\gamma_3=18$ м, $h_3=2,5$ м, $e_3=0,42$, $\gamma_{S3}=24,9$ кН/м³); 4 — глина полутвердая ($\gamma_4=20,2$ кН/м³, $h_4=3,0$ м, $e_4=0,74$, $\gamma_{S4}=27,3$ кН/м³)

Напряжение по подошве супеси:

$$\sigma_{zg4} = 0,121 + 20\,100 \cdot 1,8 \cdot 10^{-6} = 0,158 \text{ МПа.}$$

Строим эпюру вертикальных напряжений, откладывая напряжения в точках, соответствующих границам слоев (см. рис. 1.24).

Пример 1.8. Построить эпюру вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта в основании, показанном на рис. 1.25.

Решение. Строим эпюру вертикальных напряжений, используя формулу (1.24). Напряжение на кровле первого слоя песка при $h=0$:

$$\sigma_{zg0} = 0.$$

Напряжение по подошве песка первого слоя:

$$\sigma_{zg1} = 19\,100 \cdot 2 = 38\,200 \text{ Па} = 0,038 \text{ МПа.}$$

Вертикальные напряжения в грунте на уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg2} = 0,038 + 19\,600 \cdot 0,4 \cdot 10^{-6} = 0,046 \text{ МПа.}$$

По формуле (1.6) найдем удельный вес песка с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb2} = \frac{27,1 - 10,0}{1 + 0,55} = 11,03 \text{ кН/м}^3.$$

Вертикальное напряжение по подошве песка второго слоя и кровле супеси с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg2} = 0,046 + 11\,030 (2,2 - 0,4) 10^{-6} = 0,066 \text{ МПа.}$$

Удельный вес супеси с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{zb3} = \frac{24,9 - 10,0}{1 + 0,42} = 10,49 \text{ кН/м}^3.$$

Напряжение по подошве супеси, находящейся также во взвешенном состоянии:

$$\sigma_{zg3} = 0,066 + 10\,490 \cdot 2,5 \cdot 10^{-6} = 0,092 \text{ МПа.}$$

Ниже слоя супеси залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем. Следовательно, взвешивающее действие воды в глине проявляться не будет, но на кровлю глины помимо давления от вышележащих слоев грунта добавится гидростатическое напряжение от столба воды, находящегося над слоем глины:

$$\sigma_{гидр} = 10\,000 (2,5 + 2,2 - 0,4) 10^{-6} = 0,043 \text{ МПа.}$$

Напряжение на кровле глины:

$$\sigma_{zg4} = 0,092 + 0,043 = 0,135 \text{ МПа.}$$

И, наконец, напряжение по подошве глины:

$$\sigma_{zg5} = 0,135 + 20\,200 \cdot 3 \cdot 10^{-6} = 0,196 \text{ МПа.}$$

Строим эпюру вертикальных напряжений, откладывая напряжения в точках, соответствующих границам слоев (см. рис. 1.25).

ГЛАВА 2. ФУНДАМЕНТЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

§ 5. Общие положения

Основная задача проектирования фундаментов состоит в обеспечении равномерной передачи нагрузки от сооружения на основание таким образом, чтобы давление, возникающее в основании под подошвой фундамента, не приводило к недопустимым деформациям сооружения.

По виду материала, из которого изготавливаются фундаменты, их подразделяют на каменные, бетонные, бутобетонные и железобетонные.

По форме фундаменты разделяют на отдельные под колонны и столбы (рис. 2.1, а), ленточные под стены и колонны (рис. 2.1, б) и сплошные под всем зданием или сооружением (рис. 2.1, в).

По условиям эксплуатации различают следующие типы фундаментов: жесткие — работающие в основном

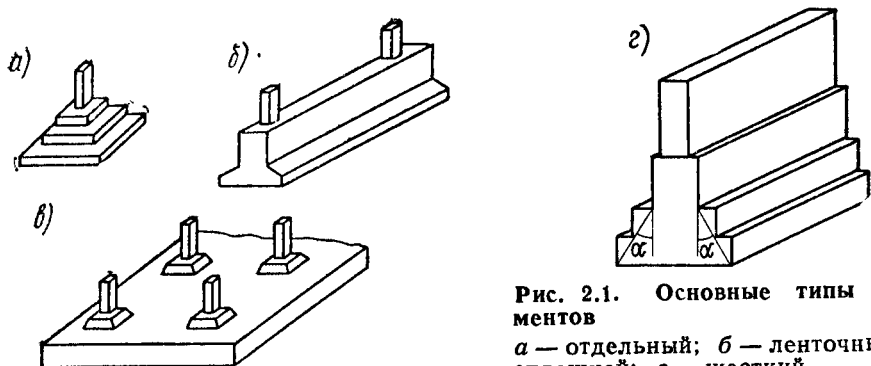


Рис. 2.1. Основные типы фундаментов

а — отдельный; б — ленточный; в — сплошной; г — жесткий

на сжатие и выполняемые преимущественно из каменной кладки, бетона и бутобетона; гибкие — воспринимающие сжимающие и изгибающие усилия и изготавливаемые обычно из железобетона.

Жесткий фундамент, который выполняется обычно в монолитном варианте, отличается от гибкого фундамента в основном массой и размерами, при этом последние определяются углом жесткости α . Этот угол зависит от марки бетона фундамента, давления на грунт основания, типа фундамента и находится в пределах $26^\circ 30' \leq \alpha \leq 36^\circ 30'$ (рис. 2.1, г).

Перед проектированием фундаментов необходимо назначить глубину заложения подошвы фундамента, которая зависит от инженерно-геологических условий строительной площадки, климатических воздействий, конструктивных и эксплуатационных особенностей возводимых и уже существующих зданий и сооружений. В каждом конкретном случае инженерно-геологические условия строительной площадки имеют свои особенности ввиду специфики индивидуального напластования грунтов.

Важным фактором являются климатические условия района строительства, так как в результате промерзания в грунтах могут развиваться силы пучения, достигающие значительной величины, что может явиться причиной деформаций зданий и сооружений. Однако не все грунты испытывают пучение при промерзании, поэтому различают пучинистоопасные и непучинистоопасные грунты. К пучинистоопасным грунтам относятся глинистые грунты, а также мелкие и пылеватые пески. Пески средней крупности, крупные и гравелистые, а также гравий и скальные породы являются непучинистоопасными грунтами. Следует отметить, что пучинистоопасные грунты не проявляют пучения при следующих условиях:

1) если уровень грунтовых вод находится ниже глубины промерзания не менее чем на 2 м; 2) если глины и суглинки имеют твердое и полутвердое состояние, а супеси — твердое. При невыполнении хотя бы одного из названных условий глубину заложения фундамента в пучинистопасных грунтах назначают не менее:

$$d_f = k_h d_{fn}; \quad (2.1)$$

где k_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на промерзание грунтов у наружных стен; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой; d_{fn} — нормативная глубина промерзания в районе строительства.

Величину d_{fn} вычисляют по СНиП 2.01.01-82 или по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.2)$$

где d_0 — величина, м, принимаемая равной: 0,23 — для глин и суглинков; 0,28 — для супесей и песков пылеватых и мелких; 0,30 — для песков средней крупности, крупных и гравелистых; 0,34 — для крупнообломочных грунтов; M_t — безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП по строительной климатологии и геофизике.

К конструктивным и эксплуатационным особенностям зданий и сооружений, влияющим на назначение глубины заложения фундаментов, относятся: наличие подвальных помещений, фундаментов соседних, ранее построенных зданий, а также глубина ввода коммуникаций.

После назначения глубины заложения подошвы фундамента приступают к определению ее основных размеров. В условиях нормальной эксплуатации зданий напряжения от внешней нагрузки под подошвой фундамента принимают равными расчетному сопротивлению грунта основания. В этом случае в выражение (1.25) вводят соответствующие коэффициенты теории предельных состояний:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.3)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} — коэффициенты условий работы соответственно грунтового основания и здания или сооружения во взаимодействии с основанием; k — коэффициент ($k=1$, если расчетные характеристики Φ_{II} и c_{II} получены в результате непосредственного испытания образ-

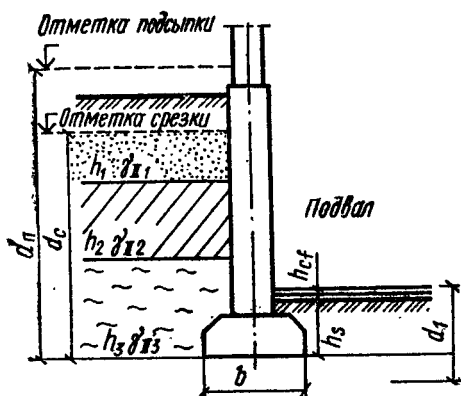


Рис. 2.2. Схема определения расчетного давления

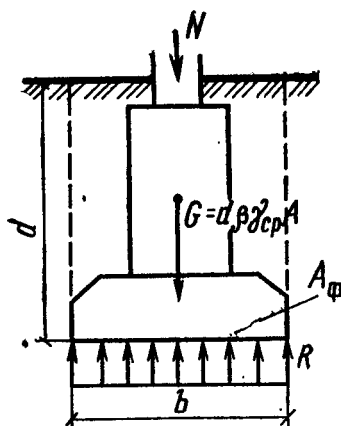


Рис. 2.3. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

пов грунта строительной площадки; $k=1,1$, если они получены по косвенным данным); M_γ , M_q , M_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения; k_z — коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м $k_z = 1$; при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м); b — меньшая ширина (сторона) подошвы фундамента (рис. 2.2); γ_{II} — осредненный расчетный удельный вес грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии грунтовых вод определяется с учетом взвешивающего действия воды); γ_{II} — осредненный (по слоям) удельный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента (см. рис. 2.2)*, определяемый по формуле

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_{II1} h_1 + \gamma_{II2} h_2 + \dots + \gamma_{II n} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}; \quad (2.4)$$

d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала; для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м принимается $b_b = 2$ м; при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0^{**}$; c_{II} — расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Величину d_1 определяют по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (2.5)$$

где h_s — толщина слоя грунта, залегающего выше подошвы фундамента со стороны подвала; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала; γ_{cf} — расчетный удельный вес конструкции пола подвала***.

* В случае однородного основания принимается $\gamma_{II}' = \gamma_{II}$.

** При отсутствии подвала $d_b = 0$.

*** Расчетные значения удельного веса грунтов и материала пола подвала, входящие в формулу (2.3), допускается принимать равными их нормативным значениям.

Заметим, что индекс II в формуле (2.3) означает, что она используется в расчетах по второй группе предельных состояний. Кроме того, в случае отсутствия расчетных значений φ_{II} и c_{II} при проектировании фундаментов зданий и сооружений II—IV классов надежности. Строительными нормами допускается назначать их по косвенным данным с помощью специальных таблиц (табл. I.1 и I.2 прил. I), т.е. принимать расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта равными их нормативным значениям ($\varphi_{II} = \varphi_n$, $c_{II} = c_n$).

Выбор формы подошвы фундамента зависит в основном от очертания возводимой конструкции в плане. Подошва может быть круглой, кольцевой, многоугольной, квадратной, прямоугольной, ленточной и т.п.

Основная трудность при проектировании фундаментов заключается в том, что их размеры назначают, исходя из расчетного сопротивления грунтов основания, в то время как оно является переменной величиной и, в свою очередь, зависит от размеров подошвы фундаментов [первое слагаемое, стоящее в скобках формулы (2.3), зависит от b — ширины подошвы фундамента].

Напряжения по подошве фундамента определяют по формулам сопротивления материалов. При центральном действии нагрузки площадь фундамента A_{ϕ} находят из условия равновесия всех сил, приложенных к нему (рис. 2.3):

$$A_{\phi} = N / (R - \beta \gamma_{\phi} d), \quad (2.6)$$

где N — внешняя нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; R — расчетное сопротивление грунта основания; β — коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта, лежащего на обрезах фундамента, по сравнению с удельным весом материала фундамента γ_{ϕ} (в практических расчетах принимают $\beta \gamma_{\phi} = 20 \text{ кН/м}^3$); d — глубина заложения фундамента.

Как уже отмечалось выше, расчетное сопротивление грунта основания R , входящее в формулу (2.6), есть неизвестная величина, поэтому расчет ведется с помощью последовательных приближений. При этом в первом приближении принимают $R = R_0$, где R_0 — условное расчетное сопротивление грунтов основания, назначаемое на основе данных инженерно-геологических изысканий на строительной площадке. В последующих приближениях величину R определяют по формуле (2.3) и сравнивают с напряжениями под подошвой фундамента, полученными по расчету, в данном приближении.

Для ленточных фундаментов расчет ведется на 1 м длины, следовательно, его ширина $b = A_{\phi}/l$; для фундаментов с прямоугольной подошвой предварительно задаются соотношением сторон $l = nb$, тогда ширина подошвы $b = \sqrt{A_{\phi}/n}$; для круглых фундаментов $D = 2\sqrt{A_{\phi}/\pi}$, а для квадратных — $b = \sqrt{A_{\phi}}$.

У фундаментов, для которых заранее неизвестно расчетное сопротивление грунта основания, размеры подошвы можно определить графическим способом. Среднее давление по подошве центрально-сжатого фундамента вычисляют по формуле

$$p_{\text{ср}} = N/A_{\phi} + \beta\gamma_{\phi}d. \quad (2.7)$$

Для ленточного фундамента это выражение представляет собой гиперболу $p_{\text{ср}} = f_1(b)$ относительно аргумента b , а для прямоугольного — параболу $p_{\text{ср}} = f_2(b^2n)$. Формула (2.3) является уравнением прямой $R = f_3(b)$, поэтому значение искомой величины можно получить из совместного решения уравнений (2.3) и (2.7) графическим способом. Кривую 1 получают, задаваясь несколькими произвольными (обычно тремя) значениями b , прямую 2 строят по двум точкам, задаваясь двумя произвольными значениями b . Точка пересечения этих линий на графике и даст искомое значение ширины подошвы фундамента (рис. 2.4).

Давление под подошвой внецентренно нагруженных фундаментов определяют исходя из формул сопротивления материалов при внецентренном действии нагрузки (рис. 2.5):

$$p_{\text{max}} = N/A_{\phi} \pm M/W, \quad (2.8)$$

min

где N — вертикальная сила; M — момент на уровне подошвы фундамента; A_{ϕ} — площадь подошвы фундамента; W — момент сопротивления подошвы фундамента.

Величины N и M находят по формулам:

$$N = N' + G_{\text{гр}} + G_{\phi}; \quad M = M' - M_G + M_T;$$

G_{ϕ} и $G_{\text{гр}}$ — вес соответственно фундамента и грунта на его обрезках; M_G — момент относительно центра подошвы фундамента от веса обратной засыпки; $M_T = Ta_0$ — момент от горизонтального давления грунта, здесь

$$T = (qd + \gamma'_{\text{II}}d^2/2) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (2.9)$$

$$a_0 = \frac{d}{3} \frac{d + 3h_{\text{пр}}}{d + 2h_{\text{пр}}}; \quad (2.10)$$

$$h_{\text{пр}} = q/\gamma'_{\text{II}}.$$

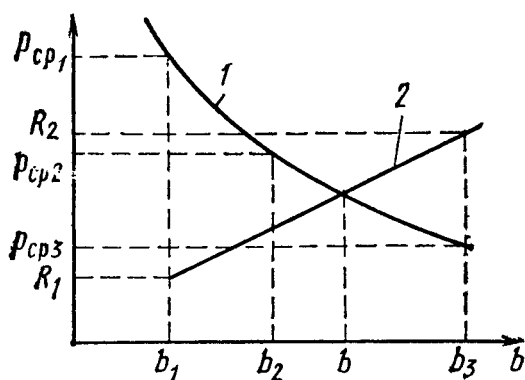


Рис. 2.4. Графический способ определения ширины подошвы фундамента

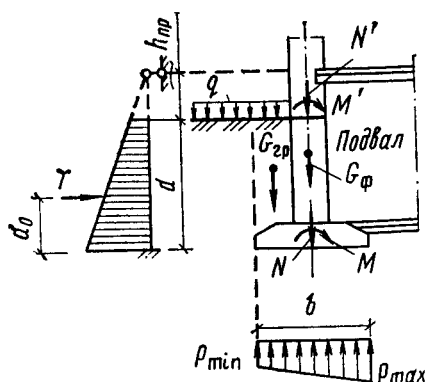


Рис. 2.5. Расчетная схема внецентренно нагруженного фундамента

Если перекрытия располагаются выше поверхности земли, то принимают $q = 10 \text{ кН/м}^2$.

Для прямоугольных в плане фундаментов после подстановки в формулу (2.8) значений $A_{\phi} = bl$, $M = N'e$ (e — эксцентриситет приложения силы N') и $W = bl^2/6$ получим

$$p_{\max} = \frac{N'}{bl} (1 \pm 6e/b). \quad (2.11)$$

Заметим, что в формуле (2.11) не учитывают усилия от веса фундамента и обратной засыпки грунта.

Для внецентренно нагруженных фундаментов установлены следующие ограничения:

$$p_{\max} \leq 1,2R; \quad p_{\min} > 0; \quad (2.12)$$

$$p_{\text{ср}} = N/A_{\phi} \leq R.$$

Если в ходе расчетов окажется, что эксцентриситет приложения продольной силы $e \leq 0,03b$, то такой фундамент можно рассчитывать как центрально-сжатый.

Как уже указывалось выше, ограничение напряжений под подошвой фундамента расчетным сопротивлением грунта основания дает возможность вести расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет по деформациям заключается в определении вероятных осадок фундаментов.

Опыт строительства показывает, что расчет оснований по деформациям считается выполненным, если фактическое среднее давление на грунт основания под фундаментом зданий, возводимых в различных грунтовых условиях, не превышает расчетного сопротивления, т. е.

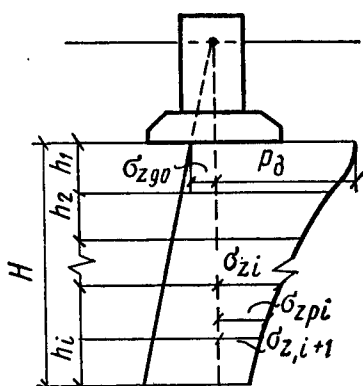


Рис. 2.6. Схема к расчету осадки по методу послойного суммирования

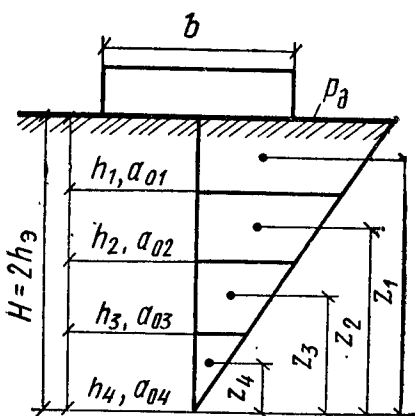


Рис. 2.7. Схема к расчету осадки по методу эквивалентного слоя

$p_{cp} \leq R$ (прил. II, табл. II.5). В противном случае необходимо выполнять расчет деформаций.

Расчет по деформациям заключается в определении вероятных осадок фундаментов. В настоящее время применяют в основном три метода расчета осадок: 1) послойного суммирования; 2) эквивалентного слоя; 3) линейно деформируемого слоя конечной толщины.

Осадку методом послойного суммирования определяют как сумму осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи по следующей формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}, \quad (2.13)$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8; h_i — толщина элементарного слоя; $h_i \leq 0,4 b$; $\sigma_{zpi} = (\sigma_{zi} + \sigma_{zi+1})/2$ — среднее арифметическое напряжение в элементарном слое; E_{oi} — модуль общей деформации элементарного слоя.

Для расчета осадки методом послойного суммирования (рис. 2.6) строят эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zq} и дополнительных напряжений от внешней нагрузки по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_d, \quad (2.14)$$

где $p_d = p - \sigma_{zgd}$ — дополнительное напряжение по подошве фундамента; $[p]$ — среднее фактическое давление под подошвой фундамента; σ_{zgo} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (см. рис., 2.6)].

Сжимаемую толщину при расчете методом послойного суммирования ограничивают глубиной, на которой до-

полнительное напряжение составляет не более 20 % природного (см. рис. 2.6):

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}. \quad (2.15)$$

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта, для которого $E_0 \leq 5$ МПа, или если такой слой залегает ниже этой границы, то он должен быть включен в состав сжимаемой толщи. В этом случае граница сжимаемой толщи принимается по соотношению

$$\sigma_{zdp} \leq 0,1\sigma_{zg}. \quad (2.16)$$

Осадку методом эквивалентного слоя определяют из выражения

$$s = h_0 a_0 p_g, \quad (2.17)$$

где h_0 — мощность эквивалентного слоя, которую вычисляют по формуле

$$h_0 = A\omega b, \quad (2.18)$$

(здесь $A\omega$ — коэффициент эквивалентного слоя); a_0 — коэффициент относительной сжимаемости; p_d — дополнительное давление по подошве фундамента.

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя определяют приближенно. В расчетной схеме высоту сжимаемой толщи принимают $H=2h_0$, а распределение дополнительных давлений — по закону треугольника (рис. 2.7). Коэффициент относительной сжимаемости в пределах эквивалентного слоя определяют осредненно по формуле

$$a_{от} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i a_{oi} z_i}{2h_0^2}, \quad (2.19)$$

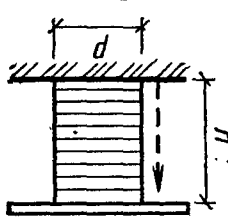
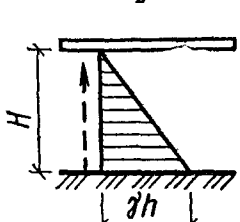
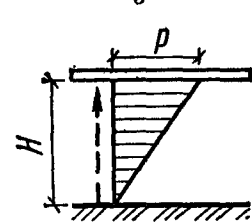
где h_i — мощность каждого слоя в пределах сжимаемой толщи; a_{oi} — коэффициент относительной сжимаемости соответствующего слоя; z_i — расстояние от точки, соответствующей глубине H , до середины рассматриваемого слоя.

Метод эквивалентного слоя дает возможность прогнозировать затухание осадки во времени на основе теории фильтрационной консолидации. Осадку, происходящую за время t , находят по формуле

$$s_t = u s_K, \quad (2.20)$$

где s_K — конечная осадка, определяемая по формуле (2.17); u — степень уплотнения (часть полной осадки за время t), определяемая по табл. 2.1.

Т а б л и ц а 2.1. Значения коэффициента K_t

$u=s_t/s_R$	Коэффициент K_t при расчете по схеме		
	1	2	3
			
0,1	0,02	0,12	0,005
0,2	0,08	0,25	0,02
0,3	0,17	0,39	0,06
0,4	0,31	0,55	0,13
0,5	0,49	0,73	0,24
0,6	0,71	0,95	0,42
0,7	1,00	1,24	0,69
0,8	1,40	1,64	1,08
0,9	2,09	2,35	1,77
0,95	2,80	3,17	2,54

Расчет затухания осадки во времени удобно вести в табличной форме в следующем порядке: сначала задаются различными значениями u и по этим значениям определяют соответствующие значения K_t (см. табл. 2.1), затем находят время t , за которое происходит данная осадка s_t

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} K_t = TK_t, \quad (2.21)$$

где h — путь фильтрации воды; c_v — коэффициент консолидации, определяемый по формуле:

$$c_v = k_\phi / a_0 \gamma_w, \quad (2.22)$$

здесь a_0 — коэффициент относительной сжимаемости, для слоистых оснований определяемый по формуле (2.19); γ_w — удельный вес воды.

Коэффициент фильтрации грунта k_ϕ для слоистых оснований находят по формуле

$$k_\phi = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i}}, \quad (2.23)$$

где h_i — мощность отдельных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи; k_i — коэффициент фильтрации i -го слоя.

При вычислении затухания осадки во времени возможны различные расчетные схемы. Если водонепроницаемость грунтов по мере увеличения глубины уменьшается, т.е. значение коэффициентов фильтрации отдельных слоев грунта в пределах мощности сжимаемой толщи подчиняется соотношению $k_{\phi 1} > k_{\phi 2} > \dots > k_{\phi i}$, то расчет ведется по третьей схеме (см. табл. 2.1) и путь фильтрации воды принимается равным сжимаемой толще $h = H$, а направление фильтрации — вверх.

Если в пределах сжимаемой толщи залегают слои хорошо фильтрующего грунта, а наименьшей водопроницаемостью обладает средний слой, т.е. $k_{\phi 1} > k_{\phi 2} < k_{\phi 3}$, считают, что вода отжимается вверх и вниз и расчет ведут по первой схеме (см. табл. 2.1), принимая путь фильтрации воды равным половине мощности сжимаемой толщи $h = 0,5 H$.

В основаниях, состоящих из пластов глинистых и песчаных грунтов, затуханием осадки песчаных грунтов пренебрегают и определяют осадку только для глинистых прослоек, ведя расчет по первой схеме и принимая $h = 0,5 h_i$, т.е. как при двухсторонней фильтрации.

По завершению расчетов основания по второй группе предельных состояний выполняют расчет самого фундамента по первой и второй группам предельных состояний.

Расчет конструкций центрально нагруженных фундаментов ведут в такой последовательности: 1) проводят проверку несущей способности фундамента на расчетные нагрузки по первой группе предельных состояний; 2) осуществляют проверку фундамента на образование в нем трещин при нормативных нагрузках в соответствии со второй группой предельных состояний. Оба названных способа расчета выполняют в соответствии с нормами проектирования железобетонных конструкций.

Расчет начинают с определения напряжений под подошвой фундамента от расчетных нагрузок:

$$p_{cp}^p = (N^p + G_{гр}^p + G_{ф}^p) / A_{ф}, \quad (2.24)$$

где N^p — расчетная нагрузка на уровне спланированной отметки земли; $G_{гр}^p$ и $G_{ф}^p$ — расчетные нагрузки от веса соответственно грунта на обрезах фундамента и самого фундамента.

В основу расчета фундамента положена предпосылка, что внешние части фундамента под действием реактивно-

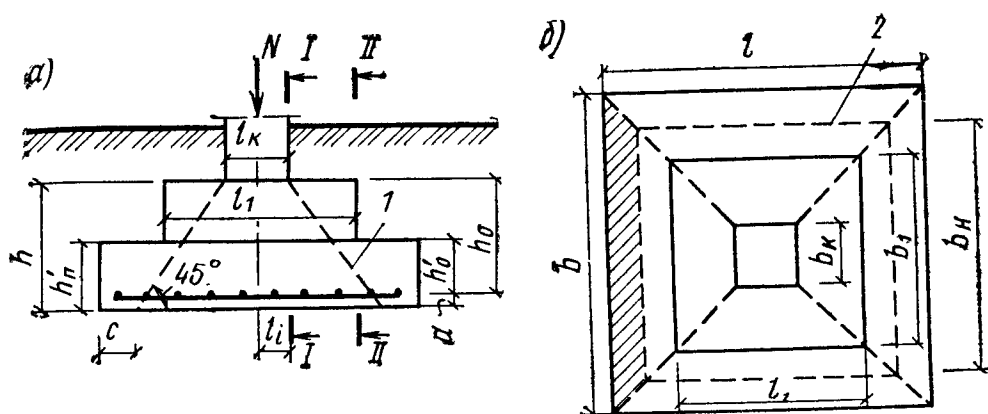


Рис. 2.8. Схема к расчету конструкции центрально нагруженного фундамента
 а — вид сбоку; б — план; 1 — пирамида продавливания; 2 — основание пирамиды продавливания

го давления грунта работают подобно консолям, заделанным в массиве фундамента, и их рассчитывают по этой схеме в сечениях: I—I — по грани колонны (в случае ленточного фундамента по грани стены); II—II — по грани верхней ступени (рис. 2.8, а).

Поперечная сила в сечениях I—I и II—II равна (рис. 2.8, б):

$$\left. \begin{aligned} Q_I &= p_{cp}^p b \frac{l - l_K}{2}; \\ Q_{II} &= p_{cp}^p b \frac{l - l_1}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (2.25)$$

Расчет на действие поперечной силы не производят, если выполняются условия:

$$\left. \begin{aligned} Q_I &\leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0; \\ Q_{II} &\leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0^I, \end{aligned} \right\} \quad (2.26)$$

где φ_{b3} — коэффициент, принимаемый для тяжелого и ячеистого бетонов, равным 0,6; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; $h_0 = h - a$ — рабочая высота фундамента; a — высота защитного слоя бетона.

Если условия (2.26) не выполняются, то необходимо либо устанавливать поперечную арматуру, либо увеличивать высоту поперечного сечения уступов фундамента; в практике проектирования чаще всего прибегают к последнему способу.

Кроме условий (2.26), должно выполняться условие, обеспечивающее прочность по наклонному сечению ниж-

ней ступени фундамента из условия восприятия поперечной силы Q бетоном:

$$Q = p_{\text{ср}}^p [0,5 (l - l_{\text{к}}) - c] b \leq 1,5 R_{bt} b h_0'^2 / c, \quad (2.27)$$

где правую часть неравенства принимают равной не менее $0,6 R_{bt} b h_0$ и не более $2,5 R_{bt} b h_0$; $c = 0,5 (l - l_{\text{к}} - 2h_0)$ — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения (см. рис. 2.8, а).

Расчет на продавливание выполняют по условию

$$F \leq \varphi_b R_{bt} u_m h_0, \quad (2.28)$$

где F — расчетная продавливающая сила; φ_b — коэффициент, принимаемый равным 1 для тяжелых бетонов; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; u_m — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 .

Для фундаментов с квадратной подошвой

$$\left. \begin{aligned} u_m &= 2 (b_{\text{к}} + l_{\text{к}} + 2h_0); \\ F &= N - p_{\text{ср}}^p A, \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

где $A = (l_{\text{к}} + 2h_0) (b_{\text{к}} + 2h_0)$ — площадь основания пирамиды продавливания.

Для фундаментов с прямоугольной подошвой

$$\left. \begin{aligned} u_m &= 0,5 (b_{\text{к}} + b_{\text{н}}); \\ F &= p_{\text{ср}}^p A, \end{aligned} \right\} \quad (2.30)$$

где $A = 0,5 b (l - l_{\text{к}} - 2h_0)$ — площадь заштрихованной части подошвы (см. рис. 2.8, б).

Армирование фундамента осуществляют по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающих моментов в сечениях $I—I$ и $II—II$, определяемых по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_I &= 0,125 p_{\text{ср}}^p (l - l_{\text{к}})^2 b; \\ M_{II} &= 0,125 p_{\text{ср}}^p (l - l_1)^2 b. \end{aligned} \right\} \quad (2.31)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} A_{sI} &= M_I / 0,9 h_0 R_s; \\ A_{sII} &= M_{II} / 0,9 h_0' R_s, \end{aligned} \right\} \quad (2.32)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Процент армирования в расчетном сечении фундамента должен быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибаемых элементах:

$$\mu = (A_s/bh) 100\% \geq 0,5\%. \quad (2.33)$$

Шаг рабочей арматуры принимают равным 100—200 мм. Нерабочие (конструктивные) стержни поперечной арматуры берут сечением не менее 10 % сечения рабочей арматуры и устанавливают их с шагом 250—300 мм, но не более 350 мм. Высоту защитного слоя бетона устанавливают: для монолитных фундаментов не менее 35 мм при наличии песчано-гравийной подготовки и не менее 70 мм без нее; для сборных фундаментов — не менее 30 мм.

При расчете ленточного фундамента необходимо в формулах (2.24)—(2.28) и (2.30) принять $b=b_1=b_n=1$ м.

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов специфика определения поперечных сил и изгибающих моментов в расчетных сечениях обусловлена формой эпюры давления грунта под подошвой фундамента.

Напряжения в любом расчетном сечении подошвы фундамента определяют по следующей формуле:

$$p_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \frac{l_i}{0,5l}, \quad (2.34)$$

где N и M — суммарная вертикальная сила и момент от расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента; W — момент сопротивления подошвы фундамента; l_i — расстояние от оси фундамента до рассматриваемого сечения; l — длина фундамента.

Поперечную силу в сечении внецентренно нагруженного фундамента находят по следующей формуле:

$$Q_i = b(0,5l - l_i) \frac{p_{\max} + p_i}{2}, \quad (2.35)$$

где $p_{\max}$ — максимальное напряжение в основании под подошвой фундамента от расчетных нагрузок; l и l_i — то же, что и в формуле (2.34).

Далее проверяют выполнение условий (2.26) и (2.27). Изгибающие моменты в расчетных сечениях вычисляют по следующей формуле:

$$M_i = b(0,5l - l_i)^2 \frac{2p_{\max} + p_i}{6}, \quad (2.36)$$

где l и l_i — то же что и в формуле (2.34).

Затем определяют сечение рабочей арматуры по формулам (2.32) и проверяют выполнение условия (2.33). Заметим, что для жестких бетонных фундаментов проверка прочности их материала не производится, если фундамент проектируют в такой последовательности: на выбранной глубине заложения откладывают необходимую ширину фундамента, а затем в зависимости от угла жесткости α назначают необходимую высоту и ширину уступов, при этом высота уступов должна находиться в пределах 30—60 см. Если же эти требования не выполнены, то необходимо осуществлять расчет прочности жесткого фундамента.

После размещения арматурных стержней в плите фундамента расчет по первой группе предельных состояний считается законченным. Далее переходят к расчету фундамента по второй группе предельных состояний. Расчет начинают с проверки трещиностойкости железобетонного фундамента, для чего находят упругопластический момент его сопротивления по растянутой зоне (при отсутствии сжатой арматуры):

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 (\gamma_1 + 2\mu_1 n)] bh^2, \quad (2.37)$$

где $\gamma_1 = \frac{(b - b_1) h'_n}{bh'}$ — коэффициент, учитываемый в случае таврового сечения с полкой в растянутой зоне; для прямоугольного сечения $\gamma_1 = 0$; $\mu_1 = A_s/bh$ — коэффициент армирования; $n = E_s/E_b$ — отношение между модулями упругости арматуры и бетона;

и момент трещинообразования:

$$M_{crc} = R_{btser} W_{pl}, \quad (2.38)$$

где R_{btser} — расчетное сопротивление бетона растяжению по второй группе предельных состояний.

Затем проверяют выполнение условия:

$$M \leq M_{crc}, \quad (2.39)$$

где M — момент в поперечном сечении фундамента от нормативных нагрузок, определяемый по формулам (2.31) или (2.36).

Если условие (2.39) не выполняется, то проверяют ширину раскрытия трещин по следующей формуле:

$$a_{cr} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (2.40)$$

где δ — коэффициент, принимаемый равным 1; φ_l — коэффициент, при длительном действии постоянных и временных нагрузок принимаемый равным 1,5; η — коэффициент, при использовании стержневой арматуры периодического профиля принимаемый равным 1; $\mu = A_s/$

βh_0 — коэффициент армирования, принимаемый в расчете равным не более 0,02; $\sigma_s = M/A_s z$ — напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной [здесь $z = h_0(1 - \xi/2)$ — плечо внутренней пары сил (где ξ — относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной, определяемая по формуле:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + (1 + 5L)/10\mu_n},$$

где $L = M/R_{bn} b h_0^2$]; d — диаметр стержневой арматуры, мм.

Ширина раскрытия трещин, определенная по формуле (2.40), сравнивается с максимально допустимой по условию (1.28), в котором величина $a_{срс}$ принимается равной 0,2 мм — для фундаментов, находящихся ниже уровня грунтовых вод; 0,3 мм — находящихся выше уровня грунтовых вод.

Если условие (1.28) выполняется, то расчет заканчивают. При невыполнении этого условия необходимо либо изменить конструкцию фундамента, либо увеличить проектный класс бетона и усилить армирование фундамента с последующей корректировкой всех расчетов.

Кратко суммируя изложенное выше, можно рекомендовать следующий порядок расчета фундаментов, возводимых в открытых котлованах.

1. Общая оценка грунтовых условий строительной площадки на основании данных инженерно-геологических изысканий. Выявляют характер и особенности напластования грунтов. Определяют физико-механические свойства отдельных слоев грунта, а также расположение уровня грунтовых вод.

2. Оценка проектируемого здания и сооружения. Определяют конструктивные и эксплуатационные особенности здания или сооружения. Производят оценку жесткости всего здания, а также его чувствительности к неравномерным осадкам. Выявляют особенности технологического процесса, которые могут оказать влияние на работу грунтов основания в эксплуатационной стадии. Назначают предельно допустимые деформации фундаментов для данного типа здания или сооружения.

3. Определение нагрузок на основание от действия веса конструкций и конструктивных элементов, опирающихся на фундамент. Определяют нормативные нагрузки, коэффициенты надежности и расчетные нагрузки, необходимые для расчета оснований и фундаментов по первой и второй группам предельных состояний. Выявляют

наиболее невыгодные сочетания нагрузок и выбираю соответствующие коэффициенты сочетаний.

4. Предварительное назначение конструкции и основных размеров подошвы фундамента. Учитывая конструктивные и эксплуатационные особенности возводимого здания, а также специфику инженерно-геологических условий строительной площадки, определяют предварительные размеры, форму и глубину заложения подошвы фундамента.

5. Поверочный расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям). Одним из известных способов расчета осадок для фундамента принятых размеров определяют осадку основания и сопоставляют ее с предельно допустимой для данного типа здания. (При наличии в основании слабого грунта расчет проводят и по первой группе предельных состояний.)

6. Расчет фундамента по первой и второй группам предельных состояний в соответствии с основными требованиями проектирования каменных или железобетонных конструкций.

7. Окончательное назначение основных размеров и конструирование фундамента в соответствии с требованием первой и второй групп предельных состояний

§ 6. Оценка инженерно-геологических данных строительной площадки

Пример 2.1. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки № 1 (рис. 2.9), данные о грунтах которой приведены в табл. 2.2.

Решение. Вначале определим вид грунта, оценим состояние и выясним свойства отдельных его слоев, затем дадим общую оценку грунтовых условий строительной площадки № 1.

1. Первый слой грунта (образец № 1), скважина № 1, глубина отбора образца 1,5 м. Определяем число пластичности по формуле (1.7): $J_p = 0$; следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц $>0,5$ мм содержится 22 %, $>0,25$ мм — 47 %, $>0,1$ мм — 67 %. Таким образом, частиц $>0,1$ мм содержится менее 75 %, что по табл. 1.3 соответствует пылеватому песку.

Коэффициент пористости по формуле (1.3)

$$e = \frac{2680}{1850} (1 + 0,15) - 1 = 0,666,$$

что по табл. 1.4 соответствует песчаному грунту средней плотности.

Определяем степень влажности по формуле (1.4):

$$S_R = 0,15 \cdot 2680 / 0,666 \cdot 1000 = 0,604,$$

рис. 2.9. К примеру 2.1

1 — места отбора образцов

что по табл. 1.5 соответствует влажному песку.

Окончательно устанавливаем, грунт — песок пылеватый, средней плотности, влажный и может служить естественным основанием.

2. Второй слой грунта (образец № 2), скважина № 1, глубина отбора образца 4 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0,18 - 0,13 = 0,05$; по табл. 1.2 классифицируем грунт как супесь.

Находим коэффициент пористости:

$$e = \frac{2720}{1950} (1 + 0,16) - 1 = 0,618.$$

Определяем показатель текучести по формуле (1.8):

$$J_L = \frac{0,16 - 0,13}{0,18 - 0,13} = 0,6,$$

что по табл. 1.6 характеризует грунт, находящийся в пластичном состоянии.

Окончательно устанавливаем: грунт — супесь в пластичном состоянии и может служить естественным основанием.

3. Третий слой грунта (образец № 3), скважина № 1, глубина отбора образца 6,0 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0$; следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц $>0,5$ мм содержится 3 %, $>0,25$ мм — 12 %, $>0,1$ мм — 87 %. Таким образом частиц $>0,1$ мм содержится более 75 %, что по табл. 1.3 соответствует мелкому песку.

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{2620}{2000} (1 + 0,22) - 1 = 0,598,$$

что соответствует плотному песку.

Степень влажности:

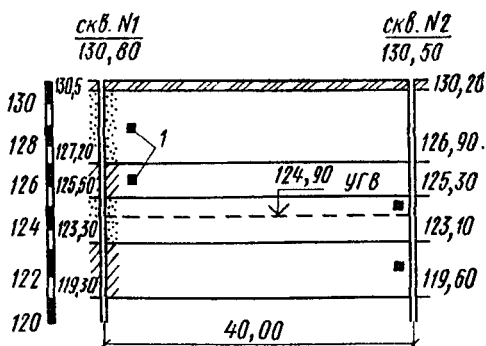
$$S_R = \frac{0,22 \cdot 2620}{0,598 \cdot 1000} = 0,963,$$

что по табл. 1.5 соответствует насыщенному водой песку.

Окончательно устанавливаем: грунт — песок мелкий, плотный, насыщенный водой и может служить естественным основанием.

4. Четвертый слой грунта (образец № 4), скважина № 4, глубина отбора образца 10 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0,36 - 0,22 = 0,14$;

По табл. 1.2 классифицируем грунт как суглинок.



Т а б л и ц а 2.2. Данные лабораторного исследования грунтов (к примерам 2.1 и 2.2)

№ образца	№ скважины	Глубина отбора образца, м	Содержание, %, частиц размером, мм							
			10—2	2—0,5	0,5—0,25	0,25—0,1	0,10—0,05	0,05—0,01	0,01—0,005	<0,005

Площадка № 1 (пример 2.1)

1	1	1,5	2,0	20,0	25,0	20,0	20,0	11,0	1,0	1,0
2	1	4,0	—	3,0	11,0	36,0	24,0	8,0	12,0	6,0
3	2	6,0	—	3,0	9,0	75,0	10,0	1,0	1,0	1,0
4	2	10,0	—	0,4	0,2	0,6	10,0	2,2	12,0	74,6

Площадка № 2 (пример 2.2)

5	3	3,5	1,2	27,0	29,0	39,0	2,8	1,0	1,0	0,2
6	3	6,5	—	10,0	10,0	15,0	10,0	20,0	15,0	20,0
7	4	10,0	—	1,0	3,0	9,0	15,0	25,0	16,0	31,0

№ образца	№ скважины	Глубина отбора образца, м	Влажность, %, на границе		Плотность, кг/м ³		Влажность w , %	Коэффициент фильтрации k_f , м/с	Коэффициент относительной сжимаемости a_0 , МПа ⁻¹	Модуль общей деформации E_0 , МПа
			текучести w_L	раскатывания w_p	Твердых частиц ρ_s	естественная ρ				

Площадка № 1 (пример 2.1)

1	1	1,5	0	0	2680	1850	15,0	$7 \cdot 10^{-9}$	0,0493	15,0
2	1	4,0	18,0	13,0	2720	1950	16,0	$2 \cdot 10^{-11}$	0,0435	17,0
3	2	6,0	0	0	2620	2000	22,0	$8 \cdot 10^{-9}$	0,0231	32,0
4	2	10,0	36,0	22,0	2780	2000	28,0	$2 \cdot 10^{-9}$	0,0207	30,0

Площадка № 2 (пример 2.2)

5	3	3,5	0	0	2660	2000	22,0	$8 \cdot 10^{-9}$	0,0296	25,0
6	3	6,5	32,0	19,0	2700	1870	25,0	$5 \cdot 10^{-10}$	0,0517	12,0
7	4	10,0	43,0	23,0	2750	2000	27,0	$3 \cdot 10^{-11}$	0,021	20,5

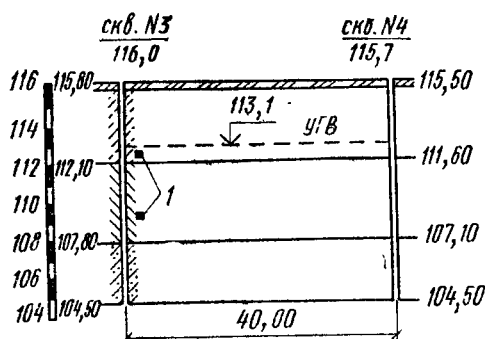


Рис. 2.10. К примеру 2.2

Находим коэффициент пористости:

$$e = \frac{2780}{2000} (1 + 0,28) - 1 = 0,779.$$

Показатель текучести:

$$J_L = \frac{0,28 - 0,22}{0,36 - 0,22} = 0,429,$$

что по табл. 1.6 соответствует суглинку тугопластичному.

Окончательно устанавливаем: грунт — суглинок тугопластичный и может служить естественным основанием.

Общая оценка строительной площадки № 1: согласно геологическому разрезу, площадка (см. рис. 2.9) характеризуется спокойным рельефом с абсолютными отметками 130,5—130,8. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием грунтов. Каждый из слоев может служить естественным основанием.

Пример 2.2. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки № 2 (рис. 2.10), данные о грунтах которой приведены в табл. 2.2.

Решение. Определим вид грунта, оценим состояние и выясним свойства отдельных слоев грунта.

1. Первый слой грунта (образец № 5), скважина № 3, глубина отбора образца 1,5 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0$; следовательно, грунт песчаный.

Вид песчаного грунта устанавливаем по гранулометрическому составу: частиц $>0,5$ мм содержится 28,2%; $>0,25$ мм — 57,2%. Таким образом, частиц $>0,25$ мм содержится более 50%, что по табл. 1.3 соответствует песку средней крупности.

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{2660}{2000} (1 + 0,22) - 1 = 0,663,$$

что по табл. 1.4 соответствует песку средней плотности.

Степень влажности:

$$S_R = 0,22 \cdot 2660 / 0,663 \cdot 1000 = 0,882,$$

что по табл. 1.5 характерно для песка, насыщенного водой.

Окончательно устанавливаем: грунт — песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой и может служить естественным основанием.

2. Второй слой грунта (образец № 6), скважина № 3, глубина отбора образца 6,5 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0,32 - 0,19 = 0,13$.

По табл. 1.2 классифицируем грунт как суглинок.

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{2700}{1870} (1 + 0,25) - 1 = 0,805.$$

Показатель текучести:

$$J_L = \frac{0,25 - 0,19}{0,32 - 0,19} = 0,462,$$

что по табл. 1.6 соответствует суглинку тугопластичному.

Окончательно устанавливаем: грунт — суглинок тугопластичный и может служить естественным основанием.

3. Третий слой грунта (образец № 7), скважина № 4, глубина отбора образца 10 м. Определяем число пластичности: $J_p = 0,43 - 0,23 = 0,2$.

По табл. 1.2 классифицируем грунт как глину.

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{2750}{2000} (1 + 0,27) - 1 = 0,746.$$

Показатель текучести:

$$J_L = \frac{0,27 - 0,23}{0,43 - 0,23} = 0,2,$$

что по табл. 1.6 соответствует полутвердой глине.

Окончательно устанавливаем: грунт — глина полутвердая и может служить естественным основанием.

Общая оценка строительной площадки № 2: согласно геологическому разрезу площадка (см. рис. 2.10) характеризуется спокойным рельефом с абсолютными отметками 115,7—116,0. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием грунтов. Каждый из слоев может служить естественным основанием.

§ 7. Определение нагрузок, действующих на основание

Пример 2.3. Определить нагрузки на фундаменты 6-этажного жилого дома коридорного типа с неполным поперечным каркасом (рис. 2.11). Стены выполнены из кирпичной кладки удельным весом $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, толщина наружных стен 51 см. Внутренний поперечный каркас из сборных железобетонных колонн сечением $40 \times 40 \text{ см}$ и ригелей сечением $54 \times 30 \text{ см}$. Междуетажные перекрытия из крупноразмерного железобетонного настила. Вес 1 м^2 настила 2,8 кН. Пол из линолеума. Межкомнатные перегородки выполнены из гипсобетонных панелей толщиной 8 см, межквартирные — из двух панелей толщиной по 8 см каждая с воздушной прослойкой 4 см. Кровля плоская, вентилируемая и совмещенная. Карниз сборный железобетонный, вес 1 м — 2,8 кН. Утеплитель — керамзит с удельным весом $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$. Между осями 1—3 расположен подвал, под остальной частью здания подвал отсутствует, отметка пола в подвале — 5,6 м. Полы в бесподвальной части здания устраиваются по утепленному цокольному перекрытию. Район строительства — г. Горький.

Решение. Определяем нагрузки на наружную стену в осях А—2. Грузовая площадь $A = 3,0 \times 2,8 = 8,4 \text{ м}^2$, здесь 3 м — расстояние между осями оконных проемов, а 2,8 м — половина расстояния в чистоте между стеной и колонной. Возможность одновременного

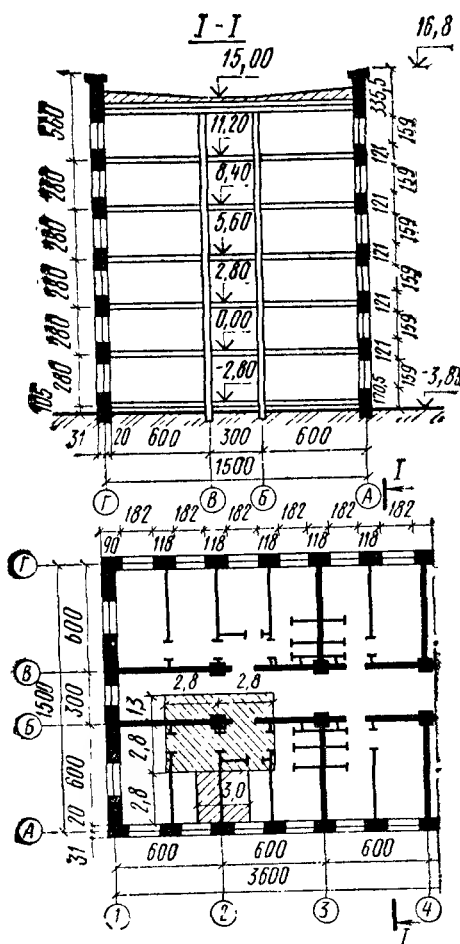


Рис. 2.11. К примеру 2.3

загружения всех шести этажей временной нагрузкой учитываем, вводя понижающий коэффициент, вычисленный по формуле (1.29):

$$\eta = 0,3 + 0,6/\sqrt{6} = 0,545.$$

Находим нормативную и расчетную нагрузки на уровне спланированной отметки земли на 3 м длины фундамента под наружную стену здания (табл. 2.3).

Нормативные нагрузки на 1 м стены:

постоянная

$$N_{\Pi} = 703,8:3 = 234,6 \text{ кН};$$

временная

$$N_{\text{в}} = 53,8:3 = 17,9 \text{ кН};$$

суммарная

$$N = 234,6 + 17,9 = 252,5 \text{ кН} = 0,253 \text{ МН}.$$

Расчетные нагрузки на 1 м стены:

постоянная

$$N_{\Pi}^p = 780,3:3 = 280,1 \text{ кН};$$

временная

$$N_{\text{в}}^p = 75,3:3 = 25,1 \text{ кН};$$

суммарная

$$N^p = 280,1 + 25,1 = 305,2 \text{ кН} = 0,305 \text{ МН}.$$

Определяем нагрузки на фундамент колонны поперечного каркаса в осях Б-2 на уровне спланированной поверхности земли (табл. 2.4). Грузовая площадь $A = (2,8 + 2,8)(2,8 + 1,3) = 22,96 \text{ м}^2$ (по длине здания — половина расстояния в чистоте между наружной поперечной несущей стеной и колонной; то же, и двумя несущими колоннами; по ширине — половина расстояния в чистоте между продольной несущей стеной и колонной и колонной во втором пролете).

Нормативные нагрузки:

постоянная

$$N_{\Pi} = 925,2 \text{ кН};$$

временная

$$N_{\text{в}} = 147 \text{ кН};$$

суммарная

$$N = 1072,2 = 1,072 \text{ МН}.$$

Т а б л и ц а 2.3. Нормативная и расчетная нагрузки на фундамент под наружную стену

Нагрузки	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН
	на единицу площади, кН/м²	от грузовой площади, кН		
Постоянные нагрузки				
От защитного слоя гравия, втопленного в битумную мастику	0,3	2,5	3,1	3,2
От 3-слойного гидроизоляционного ковра	0,15	1,3	1,3	1,6
От утеплителя (керамзита)	2	16,8	1,3	21,8
От пароизоляции	0,06	0,5	1,3	0,7
От железобетонного карниза (2,8·3)	—	8,4	1,1	9,2
От плит междуэтажных перекрытий	2,8	164,6	1,1	181,1
От сборного ригеля перекрытий (0,54·0,3·2,8·25·7)	—	79,4	1,1	87,3
От перегородок из гипсобетонных панелей на шести этажах	1,5 0,2	75,6 10,1	1,1 1,3	83,2 13,1
От пола из линолеума на шести этажах				
От стен шести этажей за вычетом оконных проемов [0,51××(3,0·2,8—1,82·1,59)18·6]	303,3	303,3	1,1	333,6
От кирпичной кладки до карниза (0,51·0,5·3·18)	—	13,8	1,1	15,2
Вес цокольной части стены (0,51·3·1,0·18)	—	27,5	1,1	30,3
Итого	—	703,8	—	780,3
Временные нагрузки				
От снега	1,5	12,6	1,4	17,6
От шести междуэтажных перекрытий с учетом понижающего коэффициента	1,5	41,2	1,4	57,7
Итого	—	53,8	—	75,3

Расчетные нагрузки:
постоянная

$$N_{\text{п}}^{\text{р}} = 1034,9 \text{ кН};$$

временная

$$N_{\text{в}}^{\text{р}} = 205,8 \text{ кН};$$

суммарная

$$N^{\text{р}} = 1240,7 \text{ кН} = 1,241 \text{ МН}.$$

Т а б л и ц а 2.4. Нормативная и расчетная нагрузки на фундамент колонны

Нагрузки	Нормативная нагрузка		Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН
	на единицу площади, кН/м ²	от грузовой площади, кН		
Постоянные нагрузки				
От защитного слоя гравия, втопленного в битумную мастику	0,3	6,9	1,3	9,0
От 3-слойного гидроизоляционного ковра	0,15	3,4	1,3	4,5
От утеплителя (керамзита)	2	45,9	1,3	59,7
От пароизоляции	0,06	1,4	1,3	1,8
От плит междуэтажных перекрытий	2,8	450	1,1	495
От сборного ригеля перекрытий [(0,54 · 0,3 · 2,8 · 25 + 0,54 × 0,3 · 1,3 · 25) 7]	—	116,2	1,1	127,9
От перегородок из гипсобетонных панелей на шести этажах	1,5	206,6	1,1	227,3
От пола из линолеума на шести этажах	0,2	27,6	1,3	35,8
От железобетонных колонн на шести этажах (0,4 · 0,4 · 2,8 · 25 × 6)	—	67,2	1,1	73,9
Итого:	—	925,2	—	1034,9
Временные нагрузки				
От снега	1,5	34,4	1,4	48,2
От шести междуэтажных перекрытий с учетом понижающего коэффициента	1,5	112,6	1,4	157,6
Итого	—	147	—	205,8

§ 8. Определение глубины заложения фундаментов

Пример 2.4. Определить глубину заложения фундамента для отапливаемого здания без подвала, с полами, устраиваемыми на лагах по грунту. Район строительства — г. Куйбышев. Среднесуточная температура в помещениях внутри здания 20 °С. Ширина фундамента 1,4 м, толщина стены 51 см. Грунт основания — супесь с показателем текучести $J_L=0,34$. Уровень грунтовых вод находится на глубине 5 м от поверхности земли.

Решение. По карте, показанной на рис. III.1 (прил. III) определяем нормативную глубину промерзания $d_{fn}=1,6$ м. На карте приведены значения нормативной глубины промерзания для глин и суглинков, для супесей, пылеватых и мелких песков их увеличивают в 1,2 раза. Поэтому для супеси увеличиваем глубину промерзания в 1,2 раза, получаем $d_{fn}=1,2 \cdot 1,6=1,92$ м.

Определяем вылет наружного ребра фундамента от внешней грани стены: $a_f=(1,4-0,51)/2=0,445<0,5$ м. По табл. III.1 для здания с полами на лагах по грунту и $a_f<0,5$ м находим значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_h=0,6$. По формуле (2.1) определяем расчетную глубину промерзания грунта: $d_f=0,6 \times 1,92=1,152$ м.

Так как глубина заложения подошвы фундамента должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания, округляя в большую сторону, окончательно назначаем глубину заложения фундамента $d_f=1,2$ м. Найдем величину d_f+2 м $=1,2+2=3,2$ м.

Для рассматриваемого случая $d_w=5$ м $> d_f+2$ м $=3,2$ м. По табл. III.2 для супесей с показателем текучести $J_L \geq 0$ и $d_w > d_f+2$ м глубина заложения подошвы фундамента должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания. Следовательно, окончательно принимаем глубину заложения фундамента $d_f=1,2$ м.

Пример 2.5. Определить глубину заложения фундамента под внешнюю колонну многоэтажного промышленного здания, возводимого в районе г. Кургана. Полы первого этажа здания устраивают по утепленному цокольному перекрытию. Здание не имеет подвала. Температура воздуха в здании 20°C . Сечение колонны первого этажа $0,4 \times 0,4$ м, размер башмака под колонну $0,78 \times 0,78$ м. Размер фундамента $2,2 \times 2,2$ м. Грунт основания — суглинок с показателем текучести $J_L=0,2$. Уровень грунтовых вод находится на глубине 5,5 м.

Решение. По карте на рис. III.1 определяем нормативную глубину промерзания $d_{fn}=2$ м.

Находим вылет наружного ребра подошвы фундамента $a_f=(2,2-0,78)/2=0,71$ м $> 0,5$ м. Для здания без подвала с полами по утепленному цокольному перекрытию в соответствии с табл. III.1 при вылете наружного ребра $a_f<0,5$ м значение коэффициента влияния теплового режима составляет $k_h=0,7$, при вылете наружного ребра фундамента $a_f=1,5$ м значение k_h необходимо повысить на 0,1, т. е. при $a_f=1,5$ м $k_h=0,8$. В рассматриваемом случае $a_f=0,71$ м, поэтому значение k_h найдем с помощью линейной интерполяции $k_h=0,721$.

Определим расчетную глубину промерзания по формуле (2.1): $d_f=0,721 \cdot 2=1,442$ м. Округляя в большую сторону, получим $d_f=1,5$ м.

Найдем величину d_f+2 м $=1,5+2=3,5$ м. В нашем случае $d_w=5,5$ м $> d_f+2=3,5$ м. Согласно табл. III.2 для суглинка с показателем текучести $J_L<0,25$ при $d_w > d_f+2$ глубина заложения фундамента должна назначаться не менее $0,5d_f$. Следовательно, окончательно назначаем глубину заложения подошвы фундамента $d_f=0,5d_f=0,5 \cdot 1,5=0,75$ м.

Пример 2.6. Определить глубину заложения фундаментов под наружные стены здания, показанного на рис. 2.11. Температура воз-

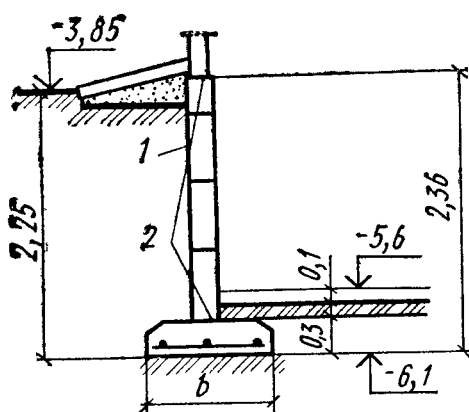


Рис. 2.12. К примеру 2.6

1 — обмазка битумом; 2 — рулонная гидроизоляция

духа в помещениях здания 20°C. Ориентировочная ширина фундамента под внешнюю несущую стену 1,4 м. Здание возводится в Горьковской обл. Грунтовые условия приведены в примере 2.1.

Решение. По карте (см. рис. III.1) $d_{fn}=1,6$ м. Определим вылет внешней грани подошвы фундамента $a_f=(1,4-0,6)/2=0,4$ м $< 0,5$. Найдем по табл. III.1 значения коэффициентов влияния теплового режима: для секций здания с подвалом $k_h=0,4$, для бесподвальной части $k_h=0,7$. Определим расчетную глубину промерзания по формуле (2.1): для части здания с подвалом $d_{f1}=0,4 \cdot 1,6=0,64$ м; для бесподвальной части $d_{f2}=0,7 \cdot 1,6=1,12$ м. Округляя в большую сторону, получим $d_{f1}=0,7$ м и $d_{f2}=1,2$ м.

Найдем величины $d_{f1}+2$ м $=0,7+2=2,7$ м и $d_{f2}+2=1,2+2=3,2$ м. В первом и во втором случаях уровень грунтовых вод находится на глубине 5,9 м (как следует из рис. 2.9), т. е. для рассматриваемого случая $d_w > d_f+2$. Из анализа грунтовых условий строительной площадки (см. пример 2.1) известно, что грунт первого слоя — песок пылеватый, поэтому на основании табл. III.2 при $d_w > d_f+2$ глубина заложения подошвы фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания и будет определяться только конструктивными соображениями.

В бесподвальной части здания глубину заложения подошвы фундамента назначим равной $d_f=0,3+0,58+0,02=0,9$ м (что больше 0,5 м, как требуется в п. 2 примечаний к табл. III.2), здесь 0,3 м — высота фундаментной плиты марки Ф14; 0,58 м — высота фундаментного стенового блока марки ФС6 и 0,02 м — высота двух швов цементного раствора.

В подвальной части здания глубина заложения фундамента определяется из конструктивных соображений в соответствии с глубиной заложения пола в подвале (рис. 2.12). Как следует из этого рисунка, глубина заложения подошвы фундамента от спланированной отметки земли $d=0,3+0,1+0,1+(5,6-3,85)=2,25$ м, здесь 0,3 м — высота фундаментного блока марки Ф14; 0,1 м — высота слоя грунта между полом здания и подушкой фундамента; 0,1 м — высота конструкции пола в подвале; $(5,6-3,85)$ — разность отметок пола и планировки. Стену подвала примем из трех стеновых блоков марки ФС6 и одного пониженного блока марки ФСН6 общей высотой $h=0,3+3 \cdot 0,58+0,28+0,04=2,36$ м.

§ 9. Определение расчетного сопротивления грунтов основания

Пример 2.7. Определить расчетное сопротивление грунта основания под ленточный фундамент жилого крупнопанельного здания без подвала. Ширина фундамента $b=1,6$ м. Глубина заложения по-

подошвы фундамента $d=2,0$ м. Длина здания $L=26,8$ м, высота $H=27,3$ м. Грунт основания — суглинок с показателем текучести $J_L=0,3$, коэффициентом пористости $e=0,45$ и естественной плотностью $\rho=2000$ кг/м³. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт плотностью $\rho'=1800$ кг/м³.

Решение. По табл. I.2 для суглинка с $J_L=0,3$ и $e=0,45$ находим $\varphi_n=24^\circ$ и $c_n=0,039$ МПа. Затем по табл. I.3 для $\varphi_{II}=24^\circ$ находим безразмерные коэффициенты $M_\gamma=0,72$; $M_q=3,87$ и $M_c=6,45$.

Определим соотношение $L/H=26,8/27,3=0,982$ и по табл. I.4 найдем значение коэффициентов условий работы $\gamma_{c1}=1,2$ и $\gamma_{c2}=1,1$. Так как расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} получены по табличным данным, т. е. косвенно, принимаем значение коэффициента $k=1,1$.

Определим удельный вес грунта несущего слоя $\gamma_{II}=10 \cdot 2000=0,02$ МН/м³ и грунта, залегающего выше подошвы фундамента, $\gamma'_{II}=10 \cdot 1800=0,018$ МН/м³.

Найдем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} (0,72 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,02 + 3,87 \cdot 2 \cdot 0,018 + 6,45 \cdot 0,039) = 0,496 \text{ МПа.}$$

В данном выражении отсутствует третье слагаемое формулы (2.3), так как здание не имеет подвала, т. е. $d_b=0$.

Пример 2.8. Определить расчетное сопротивление грунта основания под фундаментом колонны каркасного здания без подвала. Размеры фундамента $2 \times 2,2$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d=2,2$ м. Длина здания $L=30$ м, высота $H=33,6$ м. Грунт основания — песок мелкий, маловлажный с коэффициентом пористости $e=0,55$ и естественной плотностью $\rho=1960$ кг/м³. Выше подошвы фундамента залегает насыпной грунт плотностью $\rho'=1800$ кг/м³.

Решение. По табл. I.1 для песка мелкого с коэффициентом пористости $e=0,55$ определяем $\varphi_n=36^\circ$, $c_n=0,004$ МПа. Затем по табл. I.3 для $\varphi_{II}=36^\circ$ находим $M_\gamma=1,81$, $M_q=8,24$ и $M_c=9,97$.

Соотношение $L/H=30/33,6=0,892$, по табл. I.4 находим коэффициенты $\gamma_{c1}=1,3$ и $\gamma_{c2}=1,3$. Так как расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} получены по табличным данным, т. е. косвенно, принимаем коэффициент $k=1,1$.

Определяем удельный вес грунта несущего слоя и грунта, залегающего выше подошвы фундамента: $\gamma_{II}=10 \cdot 1960=0,0196$ МН/м³; $\gamma'_{II}=10 \cdot 1800=0,018$ МН/м³.

Найдем расчетное сопротивление в основании фундамента:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} (1,81 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,0196 + 8,24 \cdot 2,2 \cdot 0,018 + 9,97 \cdot 0,004) = 0,672 \text{ МПа.}$$

Пример 2.9. Определить расчетное сопротивление грунта основания под ленточный фундамент жилого кирпичного здания с подвалом. Ширина фундамента $b=2,0$ м. Глубина заложения подошвы фундамента $d=2,7$ м. Пол подвала находится на глубине 2,2 м.

Длина здания $L=30$ м, $H=33,6$ м. До глубины 1,8 м залегает слой мелкого маловлажного песка плотностью $\rho_1=1910$ кг/м³, а ниже слой глины с коэффициентом пористости $e=0,7$, показателем текучести $J_L=0,7$ и естественной плотностью $\rho_2=2100$ кг/м³. Под подвалом бетонный толщиной $h_{cf}=0,1$ м и плотностью $\rho_{п}=2200$ кг/м³. Расстояние от подошвы фундамента до низа конструкции пола подвала $h_s=0,4$ м.

Решение. Так как подошва фундамента находится на глине, для глинистого грунта с показателем текучести $J_L=0,7$ и коэффициентом пористости $e=0,7$ по табл. 1.2 после интерполяции находим $\varphi_n=14,5^\circ$ и $c_n=0,043$ МПа. Затем по табл. 1.3, интерполируя по $\varphi_{пн}$, находим коэффициенты $M_\gamma=0,3075$, $M_q=2,235$ и $M_c=4,768$.

Определим соотношение $L/H=30/33,6=0,893$ и по табл. 1.4 найдем $\gamma_{c1}=1,1$ и $\gamma_{c2}=1,0$. Так как расчетные характеристики получены косвенным путем, принимаем значение коэффициента $k=1,1$.

Вычислим удельный вес $\gamma_1=10 \cdot 1910=0,0191$ МН/м³, $\gamma_2=10 \cdot 2100=0,021$ МН/м³ и $\gamma_{cf}=10 \cdot 2200=0,022$ МН/м³. Определим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, по формуле (2.4):

$$\gamma_{пн} = \frac{0,0191 \cdot 1,8 + 0,021 \cdot 0,9}{1,8 + 0,9} = 0,0197 \text{ МН/м}^3,$$

где 1,8 — мощность слоя песка; 0,9=2,7—1,8 — мощность слоя глины, залегающего выше подошвы фундамента.

Так как в здании имеется подвал, найдем следующие расчетные величины:

приведенную глубину заложения фундамента от пола подвала по формуле (2.5):

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \frac{0,022}{0,0197} = 0,512 \text{ м};$$

и глубину до пола подвала:

$$d_b = 2,7 - 0,5 = 2,2 \text{ м}.$$

Определим расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,3075 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,021 + 2,235 \cdot 0,512 \cdot 0,0197 + (2,235 - 1) 2,2 \cdot 0,0197 + 4,768 \cdot 0,043] = 0,294 \text{ МПа}.$$

§ 10. Расчет центрально нагруженных фундаментов

Пример 2.10. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену в бесподвальной части здания, рассмотренного в примере 2.3. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1.

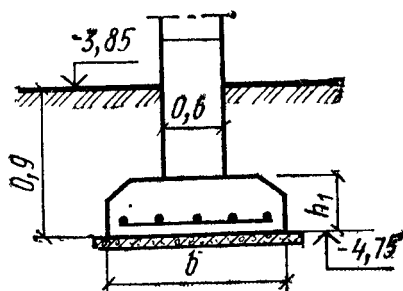
Решение. Вертикальные нагрузки на 1 м стены составляют $N=0,253$ МН. В соответствии с нормами проектирования каменных конструкций в здании данного типа все нагрузки считаются приложенными в центре тяжести подошвы фундамента.

В рассматриваемом случае основным методом расчета будет являться расчет по деформациям, т. е. по второй группе предельных

рис. 2.13. К примеру 2.10

состояний, для которых коэффициенты надежности по нагрузке равны 1 и расчетные нагрузки равны нормативным.

Длина здания $L=36,0$ м, высота $H=20,65$ м. Глубина заложения подошвы фундамента была определена в примере 2.6 и составила $d=0,9$ м. Несущим слоем является песок пылеватый, средней плотности, влажный, с плотностью $\rho=1850$ кг/м³ и удельным весом $\gamma_n=10 \cdot 1850=0,0185$ МН/м³. Для этого грунта по табл. IV.1 прил. IV определим условное расчетное сопротивление $R_0=0,15$ МПа, затем найдем ориентировочную ширину подошвы ленточного фундамента по формуле (2.6)



$$b = 0,253 / (0,15 - 0,02 \cdot 0,9) = 1,9 \text{ м.}$$

По табл. II.3 подбираем ближайшую плиту марки Ф20, имеющую размеры, м: ширину 2,0, высоту 0,5 и длину 1,18. Конструктивная схема фундамента показана на рис. 2.13.

По табл. I.1 для пылеватого песка с коэффициентом пористости $e=0,666$; интерполируя, находим $\varphi_n=29,36^\circ$ и $c_n=0,00368$ МПа. По табл. I.3, интерполируя по φ_{II} , найдем значения безразмерных коэффициентов $M_\gamma=1,096$, $M_q=5,379$ и $M_c=7,774$.

Для соотношения $L/H=36/20,65=1,74$ по табл. I.4 коэффициент условий работы $\gamma_{c1}=1,25$, а коэффициент γ_{c2} найдем с помощью интерполяции по $L/H-\gamma_{c2}=1,18$. Так как характеристики φ_{II} и c_{II} определяли по табличным данным, т. е. косвенно, принимаем значение коэффициента $k=1,1$.

Находим расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки Ф20 по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,096 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,9 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368) = 0,213 \text{ МПа.}$$

Определим вес 1 м фундаментной плиты марки Ф20:

$$G_\phi = 10 \frac{2540}{1,18} = 0,022 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стенового фундаментного блока марки ФС6:

$$G_c = 10 \frac{1960}{2,38} = 0,008 \text{ МН}$$

(масса блоков указана в табл. II.2 и II.3).

Вес грунта на двух обрезах фундамента (см. рис. 2.13):

$$G_{гр} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 0,0185 = 0,010 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под фундаментной плитой марки Ф20 от действия вертикальных нагрузок, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, определим по известной формуле:

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,253 + 0,022 + 0,008 + 0,010}{2 \cdot 1} = 0,147 \text{ МПа.}$$

Согласно строительным нормам, условием применения расчет по деформации является требование $p_{\text{ср}} \leq R$. В рассматриваемом случае оно выполняется, так как $0,147 < 0,213$. Но в основании фундамента имеется значительное недонапряжение, составляющее 30 % что свидетельствует о неполном использовании несущей способности основания. В целях максимального использования имеющейся несущей способности выберем ближайшую фундаментную плиту, имеющую меньшие размеры, а именно плиту марки Ф16 шириной $b = 1,6$ м, высотой $h_1 = 0,3$ м и длиной $l = 2,38$ м и определим расчетное сопротивление грунта основания под ее подошвой:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,096 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,9 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368) = 0,202 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты марки Ф16:

$$G_{\Phi} = 10 \frac{2530}{2,38} = 0,01 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стенового блока марки ФС6 уже вычислен ранее: $G_c = 0,008$ МН. Вес грунта на обрезах фундамента:

$$G_{\text{гр}} = 2 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,0185 = 0,011 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под фундаментной плитой Ф16:

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,253 + 0,01 + 0,008 + 0,011}{1,6 \cdot 1} = 0,177 \text{ МПа.}$$

Условие $p_{\text{ср}} \leq R$ выполнено, так как $0,177 < 0,202$ и недонапряжение составляет 12,5 %, а согласно требованиям экономичного проектирования фундаментов оно не должно превышать 10 %, следовательно, выбираем фундаментную плиту Ф14, имеющую меньшие размеры: $b = 1,4$ м, $h_1 = 0,3$ м и $l = 2,38$ м.

Определим расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} (1,096 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,9 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368) = 0,201 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты Ф14:

$$G_{\Phi} = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,009 \text{ МН;}$$

вес фундаментной стены остается прежним, $G_c = 0,008$ МН, а вес грунта на обрезах фундамента $G_{\text{гр}} = 2 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 0,0185 = 0,009$ МН.

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента:

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,253 + 0,009 + 0,008 + 0,009}{1,4 \cdot 1} = 0,2 \text{ МПа.}$$

Условие $p_{\text{ср}} < R$ выполнено, так как $0,2 < 0,201$, недонапряжение составляет $0,5 \% < 10 \%$, следовательно, принимаем окончательно в качестве фундаментной подушки плиту марки Ф14*.

Далее рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний.

В качестве материала фундамента берем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому принимаем высоту защитного слоя бетона равной $a = 3,5$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с данными § 2:

$$G_{\text{ф}}^p = 1,1 (0,009 + 0,008) = 0,0192 \text{ МН;}$$

$$G_{\text{гр}}^p = 1,2 \cdot 0,009 = 0,0106 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок вычисляем по формуле (2.24):

$$p_{\text{ср}}^p = \frac{0,305 + 0,019 + 0,0106}{1,4 \cdot 1} = 0,239 \text{ МПа.}$$

Поперечную силу в сечении фундамента у грани стены определяем по формулам (2.25):

$$Q = 0,239 \cdot 1 \frac{1,4 - 0,6}{2} = 0,096 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 прил. V для бетона класса В15 $R_{bt} = 0,75$ МПа: $0,096 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,12$ МН. Следовательно, установка поперечной арматуры не требуется и расчет на действие поперечной силы не производится.

Проверяем выполнение условия (2.27):

$$Q = 0,239 [0,5 (1,4 - 0,6) - 0,135] \cdot 1 = 0,063 < 1,5 \cdot 0,75 \times \\ \times 1 \cdot 0,265^2 / 0,135 = 0,585 \text{ МН.}$$

Условие выполняется.

Определяем расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,239 \frac{1,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,065 \text{ МН.}$$

Величина u_m из формул (2.30):

$$u_m = 0,5 (1 + 1) = 1 \text{ м.}$$

* Для данного здания, в соответствии с табл. II.5, необходимо произвести расчет осадок фундаментов.

Проверяем прочность фундамента на продавливание по условию (2.28): $0,065 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,198$ МН. Следовательно, прочность фундамента на продавливание достаточна.

Рассчитаем прочность нормального сечения фундамента, определив предварительно изгибающий момент, возникающий в сечении плиты у грани стены, по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,239 (1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,019 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-III расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа (см. табл. V.4).

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м длины плиты по формулам (2.32):

$$A_s = \frac{0,019}{0,9 \cdot 0,265 \cdot 355} = 0,000224 \text{ м}^2 = 2,24 \text{ см}^2.$$

По табл. V.5 принимаем пять стержней диаметром 8 мм из стали класса А-III ($5 \varnothing 8$ А-III) с $A_s = 2,51$ см². Шаг стержней $u = 20$ см.

Площадь распределительной арматуры в пределах одной изгибаемой части сечения фундамента $A_{sp} = 0,1 \cdot 2,51 = 0,251$ см². Так как в ленточном фундаменте на изгиб совместно работают две консольные части, то требуемое количество распределительной арматуры на 1 м ширины плиты следует увеличить вдвое, т. е. $A_{sp} = 0,502$ см², тогда окончательно по конструктивным соображениям принимаем пять стержней диаметром 6 мм из стали класса А-I ($5 \varnothing 6$ А-I) с $A_{sp} = 1,42$ см². Шаг распределительных стержней $u = 30$ см.

Определим изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,2 (1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,016 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200000$ МПа, $E_b = 20500$ МПа и определим соотношение $n = 200000/20500 = 9,76$.

Коэффициент армирования сечения:
 $\mu_1 = 2,51/30 \cdot 100 = 0,0008 = 0,08 \% > 0,05 \%$.

Упругопластический момент сопротивления по формуле (2.37):

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 9,76 \cdot 0,0008] \cdot 1 \cdot 0,3^2 = 0,027 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,15$ МПа.

Момент трещинообразования по формуле (2.38):

$$M_{crc} = 1,15 \cdot 0,027 = 0,031 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,016 < 0,031$ МН·м, следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.11. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену здания с подвалом, рассмотренного в примере 2.3. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1.

Решение. Горизонтальную силу от давления грунта на стену подвала не учитываем, полагая, что она воспринимается конструкцией перекрытия и полом подвала. Как и в предыдущем примере, нормативная вертикальная нагрузка $N = 0,253$ МН/м, расчетная $N^p = 0,305$ МН/м. Здание возводится в тех же грунтовых условиях,

что и в предыдущем примере. Следовательно, чтобы не повторяться, воспользуемся необходимыми расчетными характеристиками, полученными в примере 2.10: $\gamma_{II} = \gamma_{II} = 0,0185$ МН/м³; $R_0 = 0,15$ МПа; $c_{II} = 0,00368$ МПа; $M_\gamma = 1,096$; $M_q = 5,379$; $M_c = 7,774$; $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,18$; $k = 1,1$.

Предварительный размер подошвы фундамента назначим таким же, как в предыдущем примере, т. е. берем фундаментную плиту Ф14 шириной $b = 1,4$ м. Схема конструкции фундамента под наружную стену показана на рис. 2.12. Глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,25$ м.

Вычислим дополнительные характеристики, необходимые для определения расчетного давления на грунт основания, если пол в подвале бетонный с удельным весом $\gamma_{cf} = 0,022$ МН/м³:

$$d_f = 0,4 + 0,1 \frac{0,022}{0,0185} = 0,519 \text{ м};$$

$$d_b = 2,25 - 0,5 = 1,75 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки Ф14:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} [1,096 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) 1,75 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,34 \text{ МПа}.$$

Вес 1 м фундаментной плиты Ф14 был определен в предыдущем примере: $G_\Phi = 0,009$ МН. Вес 1 м стены подвала, состоящей из трех блоков марки ФС6 и пониженного блока ФСН6, составит:

$$G_c = 3 \cdot 10 \frac{1960}{2,38} + 10 \frac{490}{1,18} = 0,0251 \text{ МН}.$$

Вес грунта на одном обреze фундамента:

$$G_{гр} = 0,4 \cdot 1,95 \cdot 0,0185 = 0,0144 \text{ МН}.$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента:

$$p_{cp} = \frac{0,253 + 0,009 + 0,0251 + 0,0144}{1,4 \cdot 1} = 0,216 \text{ МПа}.$$

Условие $p_{cp} < R$ выполнено, так как $0,216 < 0,34$, однако напряжение в основании составляет 36 %, т. е. фундамент запроектирован неэкономично, поэтому выберем в качестве подушки фундамента плиту Ф10 шириной $b = 1,0$ м.

Определим расчетное сопротивление грунта под фундаментной плитой Ф10:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,18}{1,1} [1,096 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + (5,379 - 1) 1,75 \cdot 0,0185 + 7,774 \cdot 0,00368] = 0,32 \text{ МПа}.$$

Вес 1 м фундаментной плиты Ф10:

$$G_\Phi = 10 \frac{1580}{2,38} = 0,00664 \text{ МН}.$$

Вес 1 м стены подвала останется прежним: $G_0 = 0,0251$ МН. , грунта на обресе фундамента:

$$G_{гр} = 0,2 \cdot 1,95 \cdot 0,0185 = 0,0072 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента:

$$p_{ср} = \frac{0,253 + 0,00664 + 0,0251 + 0,0072}{1,1} = 0,292 \text{ МПа.}$$

Условие $p_{ср} < R$ выполнено, так как $0,292 < 0,32$.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В12,5. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная уплотненная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем равной $a = 3,5$ см. Тогда рабочая высота сечения составит $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обресах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с данными § 2:

$$G_{ф}^p = 1,1 (0,00664 + 0,0251) = 0,0349 \text{ МН;}$$

$$G_{гр}^p = 1,2 \cdot 0,0072 = 0,0086 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24) составит:

$$p_{ср}^p = \frac{0,305 + 0,0349 + 0,0086}{1,1} = 0,349 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены по формуле (2.25):

$$Q = 0,349 \cdot 1 \frac{1,0 - 0,6}{2} = 0,07 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 для бетона класса В12,5 $R_{bt} = 0,66$ МПа: $0,07 < 0,6 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,1$ МН. Следовательно, условие выполняется, поэтому установка поперечной арматуры не требуется и расчет на поперечную силу не производится.

При проверке условия (2.27) выясняем, что длина проекции наклонного сечения $s < 0$. Следовательно, в нижней ступени фундамента наклонная трещина не образуется.

Определим расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,349 \frac{1,0 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} < 0.$$

Это означает, что размер основания пирамиды продавливания больше размеров подошвы фундамента, в результате чего продавливание в данном случае не происходит, т. е. прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Рассчитаем прочность нормального сечения фундамента, определив предварительно изгибающий момент, возникающий в сечении плиты у грани стены, по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,349 (1,0 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,007 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-III с расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа (см. табл. V.4).

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м длины плиты по формулам (2.32):

$$A_s = 0,007/0,9 \cdot 0,265 \cdot 355 = 0,00008 \text{ см}^2 = 0,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять стержней диаметром 6 мм из стали класса А-III (5 $\varnothing$ 6 А-III) с $A_s = 1,42 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$.

Площадь сечения распределительной арматуры $A_{sp} = 0,1 \cdot 1,42 = 0,142 \text{ см}^2$ на 1 м ширины фундамента. Увеличим вдвое площадь сечения распределительной арматуры, так как в фундаменте работают на изгиб две консольные части: $A_{sp} = 2 \cdot 0,142 = 0,284 \text{ см}^2$.

Окончательно по конструктивным соображениям принимаем три стержня диаметром 6 мм из стали класса А-I (3 $\varnothing$ 6 А-I) $A_{sp} = 0,85 \text{ см}^2$ на 1 м ширины плиты фундамента. Шаг стержней $u = 35 \text{ см}$.

Определим изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок:

$$M = 0,125 \cdot 0,292 (1 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,006 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200000$ МПа, $E_b = 19000$ МПа и определим соотношение $n = 200000/19000 = 10,5$.

Коэффициент армирования сечения:

$$\mu_i = 1,42/30 \cdot 100 = 0,0005 = 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления по формуле (2.37):

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 10,5 \cdot 0,0005] 1,0 \cdot 3^2 = 0,027 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 найдем расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,00$ МПа и определим момент трещинообразования по формуле (2.38):

$$M_{crc} = 1,00 \cdot 0,027 = 0,027 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,006 < 0,027 \text{ м}$. Следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.12. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию центрально-сжатого фундамента под колонну в бесподвальной части здания, рассмотренного в примере 2.3. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Нормативная вертикальная нагрузка на уровне спланированной отметки земли (см. пример 2.3) $N = 1,072 \text{ МН}$.

Грунт несущего слоя — песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой, с естественной плотностью $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ и коэффициентом пористости $e = 0,663$ (по данным примера 2.2).

Условное расчетное сопротивление основания, сложенного названным песком, определяем по табл. IV.1 $R_0 = 0,4 \text{ МПа}$.

Глубину заложения фундамента с учетом конструктивных соображений назначаем $d = 0,9 \text{ м}$.

Определяем площадь фундамента по формуле (2.6):

$$A_{\phi} = 1,072/(0,4 - 0,02 \cdot 0,9) = 2,8 \text{ м}^2.$$

Фундаментную плиту примем из монолитного железобетона площадью $A_{\phi} = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2$. Конструкция фундамента показана на рис. 2.14, высота фундамента $h' = 1 \text{ м}$, глубину стакана на-

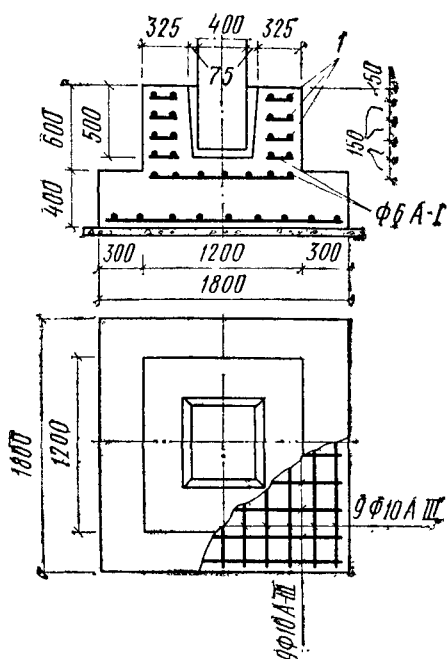


Рис. 2.14. К примеру 2.12

1 — сварные сетки, предохраняющие стакан от обкалывания

значаем равной 0,5 м, чтобы глубина заделки колонны в фундамент находилась в пределах 1—1,5 h_k . Последнее определяется конструктивными требованиями, предъявляемыми к железобетонным фундаментам (в нашем случае $h_k=0,4$ м).

Для песка средней крупности с коэффициентом пористости $e=0,663$, экстраполируя, по табл. I.1, находим $\varphi_n=34,61^\circ$ и $c_n=0,00087$ МПа, а интерполируя по φ_{II} по табл. I.3 находим значения характеристик: $M_y=1,629$, $M_q=7,527$ и $M_c=9,445$. Соотношение $L/H=1,74$.

По табл. I.4 определяем значение $\gamma_{c1}=1,4$, а значение γ_{c2} находим с помощью интерполяции по $L/H-\gamma_{c2}=1,38$. Так как φ_{II} и c_{II} определили косвенно, принимаем $k=1,1$.

Расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,38}{1,1} (1,629 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 0,02 + 7,527 \cdot 0,9 \cdot 0,02 + 9,445 \cdot 0,00087) = 0,355 \text{ МПа.}$$

Вес фундаментной плиты:

$$G_{\Phi} = 0,024 \cdot 3,24 \cdot 0,4 = 0,031 \text{ МН.}$$

Вес башмака под колонну:

$$G_b = 0,024 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0,021 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обрезах фундамента:

$$G_{гр} = (1,8 \cdot 1,8 - 1,2 \cdot 1,2) \cdot 0,5 \cdot 0,02 = 0,018 \text{ МН.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{ср} = \frac{1,072 + 0,031 + 0,021 + 0,018}{1,8 \cdot 1,8} = 0,352 \text{ МПа.}$$

Условие $p_{ср} \leq R$ выполняется, недонапряжение в основании составляет 0,8 % < 10 %. Окончательно принимаем для фундамента под колонну монолитную плиту размером 1,8×1,8 м с высотой уступа $h_y=0,4$ м. В качестве материала фундамента берем бетон класса В15, толщину защитного слоя бетона a устанавливаем равной 4 см.

Расчетная нагрузка на уровне спланированной поверхности земли составляет $N^p=1,241$ МН.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_{\phi}^p = 1,1 (0,031 + 0,021) = 0,057 \text{ МН};$$

$$G_{\text{гр}}^p = 1,2 \cdot 0,018 = 0,022 \text{ МН}.$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24):

$$p_{\text{ср}}^p = \frac{1,241 + 0,057 + 0,022}{1,8 \cdot 1,8} = 0,407 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила у грани колонны и у грани башмака по формулам (2.25):

$$Q_I = 0,407 \cdot 1,8 \frac{1,8 - 0,4}{2} = 0,512 \text{ МН};$$

$$Q_{II} = 0,407 \cdot 1,8 \frac{1,8 - 1,2}{2} = 0,22 \text{ МН}.$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 для бетона класса В15 $R_{bt}=0,75$ МПа: $0,512 < < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,2 \cdot 0,96 = 0,518$ МН; $0,22 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,8 \cdot 0,36 = 0,292$ МН. Условия выполняются, поэтому установка поперечной арматуры не требуется и расчет на поперечную силу не производится.

При проверке условия (2.27) выясняем, что длина проекции наклонного сечения $c < 0$. Следовательно, в нижней ступени фундамента наклонная трещина не образуется.

Находим расчетную продавливающую силу по формулам (2.29):

$$F = 1,241 - 0,407(0,4 + 2 \cdot 0,96)^2 < 0.$$

Продавливающая сила $F < 0$, это означает, что размер пирамиды продавливания больше размеров фундамента, т. е. прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Определяем изгибающие моменты у грани колонны и у грани башмака по формулам (2.31):

$$M_I = 0,125 \cdot 0,407 (1,8 - 0,4)^2 \cdot 1,8 = 0,179 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,407 (1,8 - 1,2)^2 \cdot 1,8 = 0,032 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-III с расчетным сопротивлением $R_s = 365$ МПа (см. табл. V.4).

Требуемая площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_{sI} = 0,179 / 0,9 \cdot 0,96 \cdot 365 = 0,00057 \text{ м}^2 = 5,7 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,032 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 365 = 0,00027 \text{ м}^2 = 2,7 \text{ см}^2.$$

В соответствии с табл. V.5 принимаем девять стержней диаметром 10 мм из стали класса А-III (9Ø 10 А-III) с $A_s = 7,07 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$.

Определим изгибающие моменты от нормативных нагрузок у грани колонны и у грани башмака:

$$M_I = 0,125 \cdot 0,352 (1,8 - 0,4)^2 \cdot 1,8 = 0,157 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,352 (1,8 - 1,2)^2 \cdot 1,8 = 0,029 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200\,000$ МПа, $E_b = 23\,000$ МПа и определим соотношение $n = 200\,000/23\,000 = 8,7$.

Коэффициенты армирования у грани колонны и башмака:

$$\mu_I = 7,07 / (120 \cdot 60 + 180 \cdot 40) = 0,0005 = 0,05\%;$$

$$\mu_{II} = 7,07 / 180 \cdot 40 = 0,001 = 0,1\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани колонны и башмака:

$$W_{pl} = \left\{ 0,292 + 0,75 \left[\frac{(1,8 - 1,2) \cdot 0,4}{1,8 \cdot 1,0} + 2 \cdot 0,0005 \cdot 8,7 \right] \right\} \times \\ \times 1,8 \cdot 1^2 = 0,527 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 0,001 \cdot 8,7] \cdot 1,8 \cdot 0,4^2 = 0,087 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 находим расчетное сопротивление растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,15$ МПа.

Момент трещинообразования по формуле (2.38):

$$M_{crcI} = 1,15 \cdot 0,527 = 0,606 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{crcII} = 1,15 \cdot 0,087 = 0,1 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,157 < 0,606$ МН·м; $0,029 < 0,1$ МН·м. Следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

Пример 2.13. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену крупнопанельного жилого дома. Здание имеет подвал на отметке — 2,3 м. Вертикальная нагрузка на уровне спланированной отметки земли: нормативная $N = 310$ кН/м, расчетная $N^p = 352$ кН. Пол бетонный с цементной стяжкой, удельный вес конструкции пола $\gamma_{cf} = 0,022$ МН/м³, толщина конструкции пола 0,1 м. Высота здания $H = 40$ м, длина $L = 30$ м. В основании фундамента до глубины $h_1 = 1,7$ м залегает слой песка естественной плотности $\rho_1 = 1980$ кг/м³, а ниже этой отметки — слой глины с показателем текучести $J_L = 0,6$, естественной плотностью $\rho_2 = 1850$ кг/м³ и коэффициентом пористости $e = 0,75$. Мощность слоя 3,5 м. Уровень грунтовых вод находится на глубине 6,5 м.

Решение. Конструкция фундамента показана на рис. 2.15. Глубина заложения подошвы фундамента: $d = 2,3 + 0,1 + 0,1 + 0,3 = 2,8$ м.

Несущим слоем является глина, для которой по табл. I.2 находим расчетные характеристики: $\varphi_n = 14^\circ$ и $c_n = 0,041$ МПа, а по табл. I.3 — коэффициенты $M_\gamma = 0,29$, $M_q = 2,17$ и $M_c = 4,69$. Соотношение $L/H = 30/40 = 0,75$. По табл. I.4 находим коэффициенты

Рис. 2.15. К примеру 2.13

$\gamma_{c1}=1,1$, $\gamma_{c2}=1,0$. Коэффициент $k=1,1$, так как φ_{II} и c_{II} определены по табличным данным.

Удельный вес грунта первого и второго слоев равен соответственно: $\gamma_1 = 10 \cdot 1980 = 0,0198$ МН/м³, $\gamma_2 = 10 \cdot 1850 = 0,0185$ МН/м³.

Осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, определяем по формуле (2.4):

$$\gamma'_{II} = \frac{0,0198 \cdot 1,7 + 0,0185 \cdot 1,1}{(1,7 + 1,1)} = 0,0192 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы фундамента от уровня пола в подвале по формуле (2.5): $d_1 = 0,4 + 0,1$ ($0,022/0,0192$) = 0,515 м. Глубина подвала $d_b = 2,8 - 0,5 = 2,3$ м.

Размеры подошвы фундамента определим графически. Первый график $R=f(b)$ строим с помощью формулы (2.3) по двум точкам: при $b=0$

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [2,17 \cdot 0,515 \cdot 0,0192 + (2,17 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0192 + 4,69 \cdot 0,041] = 0,262 \text{ МПа};$$

при $b=2\text{ м}$

$$R_2 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,29 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,0185 + 2,17 \cdot 0,515 \cdot 0,0192 + (2,17 - 1) \cdot 2,3 \cdot 0,0192 + 4,69 \cdot 0,041] = 0,276 \text{ МПа}.$$

Затем в формулу (2.7) подставим несколько последовательно увеличивающихся значений b и постоянное значение $\beta \gamma_{\phi} d = 0,02 \times 2,8 = 0,056$ МПа. В результате получим точки, по которым построим график второй функции $p=f(b)$:

при $b=1$

$$p = 0,310/1 \cdot 1 + 0,056 = 0,366 \text{ МПа};$$

при $b=1,5$

$$p = 0,310/1,5 \cdot 1 + 0,056 = 0,263 \text{ МПа};$$

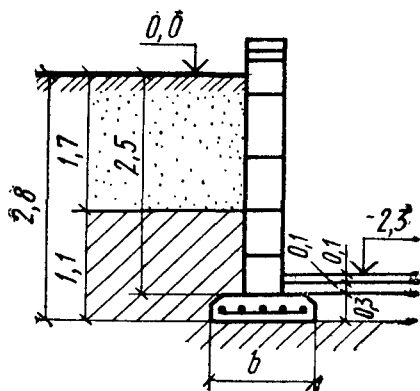
при $b=2,0$

$$p = 0,310/2 \cdot 1 + 0,056 = 0,211 \text{ МПа};$$

при $b=2,5$

$$p = 0,310/2,5 \cdot 1 + 0,056 = 0,18 \text{ МПа}.$$

Полученные данные наносим на график, показанный на рис. 2.16. Точка пересечения двух линий дает искомое значение $b=1,45$ м. Примем ближайшую ширину $b=1,4$ м, которая соответствует ширине железобетонной плиты марки Ф14.



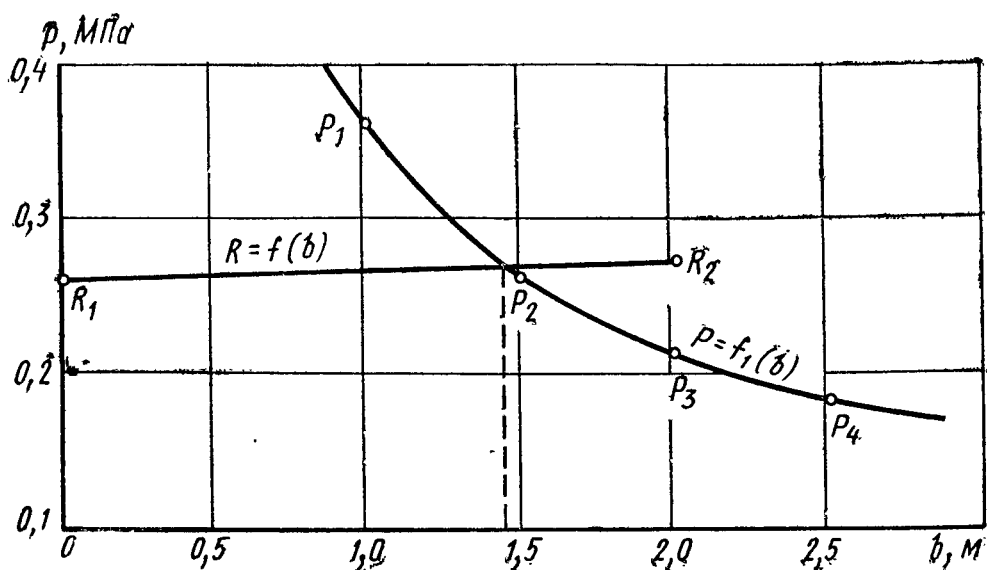


Рис. 2.16. К примеру 2.13

Расчетное сопротивление грунта основания для принятой ширины подошвы фундамента:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} [0,29 \cdot 1,1 \cdot 4 \cdot 0,0185 + 2,17 \cdot 0,515 \cdot 0,0192 + (2,17 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0192 + 4,69 \cdot 0,041] = 0,273 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты:

$$G_{\text{ф}} = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,0092 \text{ МН.}$$

Вес стены подвала, состоящей из четырех блоков ФС6 и одного блока ФСН6:

$$G_{\text{с}} = 4 \cdot 10 \frac{1960}{2,38} + 10 \frac{490}{1,18} = 0,037 \text{ МН.}$$

ρ грунта на обресе фундамента (см. рис. 2.14):

$$\rho = 0,0198 \cdot 1,7 \cdot 0,4 + 0,0185 \cdot 0,8 \cdot 0,4 = 0,0194 \text{ МН.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,310 + 0,0092 + 0,037 + 0,0194}{1,4 \cdot 1} = 0,268 \text{ МПа.}$$

Условие $p_{\text{ср}} < R$ выполняется, так как $0,268 < 0,273$, при этом недонапряжение основания составляет $1,7 \% < 10 \%$. Следовательно, размеры фундамента подобраны верно.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента выберем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бе-

тона примем равной $a=3,5$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0=0,3-0,035=0,265$ м.

Найдем расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах, принимая коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с данными § 2:

$$G_{\Phi}^p = 1,1 (0,0092 + 0,037) = 0,0508 \text{ МН};$$

$$G_{\text{гр}}^p = 1,2 \cdot 0,0194 = 0,0233 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24):

$$p_{\text{ср}}^p = \frac{0,352 + 0,0508 + 0,0233}{1,4 \cdot 1} = 0,304 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены по формулам (2.25):

$$Q = 0,304 \cdot 1 \frac{1,4 - 0,6}{2} = 0,12 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 $R_{bt}=0,75$ МПа: $0,12=0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265=0,12$ МН. Условие выполняется, следовательно, установка поперечной арматуры и ее расчет не требуются.

Проверяем выполнение условия (2.27):

$$Q = 0,304 [0,5 (1,4 - 0,6) - 0,135] 1 = 0,081 \leq 1,5 \cdot 0,75 \times \\ \times 1 \cdot 0,265^2 / 0,135 = 0,585 \text{ МН.}$$

Условие выполняется.

Определяем расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,304 \frac{1,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,082 \text{ МН.}$$

Из этих же формул $u_m=0,5(1+1)=1$ м.

Проверяем прочность фундамента на продавливание по условию (2.28): $0,082 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265=0,198$ МН. Следовательно, прочность на продавливание обеспечена.

Изгибающий момент в сечении у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,304 (1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,0243 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-II с расчетным сопротивлением $R_s=280$ МПа (табл. V.4).

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м длины плиты по формулам (2.32):

$$A_r = 0,0243 / 0,9 \cdot 0,265 \cdot 280 = 0,00036 \text{ м}^2 = 3,6 \text{ см}^2.$$

По табл. V.5 принимаем пять стержней диаметром 10 мм из стали класса А-II (5 Ø 10 А-II) с $A_s=3,93$ см². Шаг стержней $u=20$ см.

Площадь распределительной арматуры $A_{sp}=0,1 \cdot 3,93=0,393$ см².

В ленточном фундаменте на изгиб совместно работают две кон-

соли, поэтому увеличим вдвое площадь распределительной арматуры: $A_{sp}=0,786 \text{ см}^2$, принимаем пять стержней диаметром 6 мм стали класса А-I (5 Ø 6 А-I) с $A_{sp}=1,42 \text{ см}^2$. Шаг распределительных стержней $u=30 \text{ см}$.

Изгибающий момент от нормативной нагрузки у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,268 (1,4 - 0,6)^2 \cdot 1 = 0,021 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 находим значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s=210000 \text{ МПа}$ и $E_b=20500 \text{ МПа}$ и определяем соотношение $n=210000/20500=10,2$.

Коэффициент армирования сечения:

$$\mu_1 = 3,93/30 \cdot 100 = 0,0013 = 0,13 \% > 0,05 \%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани стены по формуле (2.37):

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 10,2 \cdot 0,0013] 1 \cdot 0,3^2 = 0,028 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн}=1,15 \text{ МПа}$. Момент трещинообразования по формуле (2.38):

$$M_{crc} = 1,15 \cdot 0,028 = 0,032 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,021 < 0,032 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Следовательно, трещины в фундаменте не образуются.

Пример 2.14. Подобрать размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного центрально-сжатого фундамента под внутреннюю стену кирпичного здания без подвала. Глубина заложения подошвы фундамента $d=1 \text{ м}$. Нормативная нагрузка на уровне спланированной отметки земли $N=255 \text{ кН/м}$, расчетная $N^p=280 \text{ кН/м}$. Длина здания $L=42 \text{ м}$, высота $H=30 \text{ м}$. В основании фундамента залегает слой глины с показателем текучести $J_L=0,6$, коэффициентом пористости $e=0,95$ и плотностью $\rho=1900 \text{ кг/м}^3$. Выше подошвы фундамента расположен слой насыпного грунта плотностью $\rho'=1800 \text{ кг/м}^3$. Характеристики $\phi_{II}=10^\circ$ и $c_{II}=0,032 \text{ МПа}$ были получены в результате непосредственного испытания образцов грунта.

Решение. Условное расчетное сопротивление грунта основания определим по табл. IV.2 с помощью линейной интерполяции сначала по e , а затем по J_L . Интерполяцию удобно провести в табличной форме (табл. 2.5). В результате интерполяции получим $R_0=0,2 \text{ МПа}$.

Таблица 2.5. К примеру 2.14

Коэффициент пористости e	Значения R_0 , МПа, при показателе текучести J_L		
	0	0,6	1
0,8	0,3	0,2	0,2
0,95	0,275		0,15
1,1	0,25		0,1

Определим площадь фундамента по формуле (2.6):

$$A_{\Phi} = \frac{0,255}{0,2 - 0,02 \cdot 1,0} = 1,38 \text{ м}^2.$$

Выберем фундаментную плиту Ф14 с шириной $b=1,4$ м. Определим по табл. 1.3 безразмерные коэффициенты при $\varphi_{II}=10^\circ$: $M_{\gamma}=0,18$, $M_q=1,73$ и $M_c=4,17$. Найдем соотношение $L/H=42/30=1,4$ и по табл. 1.4 получим коэффициенты $\gamma_{c1}=1,1$ и $\gamma_{c2}=1$.

Принимаем $k=1$, так как φ_{II} и c_{II} получены по данным непосредственного испытания грунтов.

Находим расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,18 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,019 + 1,73 \cdot 1 \cdot 0,018 + + 4,17 \cdot 0,032) = 0,186 \text{ МПа}.$$

Вес 1 м фундаментной плиты Ф14:

$$G_{\Phi} = 10 \frac{2180}{2,38} = 0,0092 \text{ МН}.$$

Вес стены фундамента, состоящей из одного блока ФС4 и одного блока ФСН4, составит:

$$G_c = 10 \frac{1300}{2,38} + 10 \frac{320}{1,13} = 0,0082 \text{ МН}.$$

Вес грунта на обрезах фундамента:

$$G_{гр} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,018 = 0,0126 \text{ МН}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{ср} = \frac{0,255 + 0,0092 + 0,0082 + 0,0126}{1,4 \cdot 1} = 0,203 \text{ МПа}.$$

Требование строительных норм $p_{ср} \leq R$ не выполняется, так как $0,203 > 0,186$. Следовательно, основное требование расчета по деформациям не соблюдается. Увеличим размер подошвы фундамента, чтобы понизить давление в основании. Для этого выберем ближайшую фундаментную плиту Ф16, имеющую большие размеры подошвы ($b=1,6$ м).

Определим расчетное сопротивление грунта основания для плиты Ф16:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,18 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,019 + 1,73 \cdot 1 \cdot 0,018 + + 4,17 \cdot 0,032) = 0,187 \text{ МПа}.$$

Вес 1 м фундаментной плиты Ф16:

$$G_{\Phi} = 10 \frac{2530}{2,38} = 0,0106 \text{ МН}.$$

Вес 1 м стены фундамента не изменится $G_c=0,0082$ МН. Вес грунта на обрезах фундамента

$$G_{гр} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 0,018 = 0,0151 \text{ МН}.$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,255 + 0,0106 + 0,0082 + 0,0151}{1,6 \cdot 1} = 0,18 \text{ МПа.}$$

Условие $p_{\text{ср}} \leq R$ выполняется, так как $0,18 < 0,187$. Недонапряжение составляет $3,7\% < 10\%$. Следовательно, окончательно принимаем ленточный фундамент из блоков марки Ф16.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем равной $a = 3,5$ см при рабочей высоте сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_{\text{ф}}^p = 1,1 (0,0106 + 0,0082) = 0,0207 \text{ МН;}$$

$$G_{\text{гр}}^p = 1,2 \cdot 0,0151 = 0,0181 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формуле (2.24):

$$p_{\text{ср}}^p = \frac{0,28 + 0,0207 + 0,0181}{1,6 \cdot 1} = 0,199 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены по формулам (2.25):

$$Q = 0,199 \cdot 1 \frac{1,6 - 0,4}{2} = 0,12 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условий (2.26), определив предварительно по табл. V.1 $R_{bt} = 0,75$ МПа: $0,12 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,12$ МН.

Условие выполняется. Следовательно, установка поперечной арматуры и ее расчет не требуются.

Проверяем выполнение условия (2.27):

$$Q = 0,199 [0,5 (1,6 - 0,4) - 0,335] 1 = 0,053 < 1,5 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,335 = 0,235 \text{ МН.}$$

Найдем расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$F = 0,199 \frac{1,6 - 0,4 - 2 \cdot 0,265}{2} = 0,067 \text{ МН.}$$

По тем же формулам $u_m = 0,5 (1 + 1) = 1$ м.

Проверяем прочность фундамента на продавливание по условию (2.28): $0,067 < 1 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,198$ МН.

Следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Изгибающий момент в сечении плиты у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,123 \cdot 0,199 (1,6 - 0,4)^2 \cdot 1 = 0,036 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-III с расчетным сопротивлением $R_s = 365$ МПа (табл. V.3).

Определим требуемую площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_s = 0,036 / 0,9 \cdot 0,265 \cdot 365 = 0,00042 \text{ м}^2 = 4,2 \text{ см}^2.$$

По табл. V.5 принимаем пять стержней диаметром 12 мм из стали класса А-III (5 Ø А-III) с $A_s = 5,65 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20$ см. Площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 0,1 \cdot 5,09 = 0,509 \text{ см}^2$.

В ленточном фундаменте на изгиб совместно работают две консоли, поэтому увеличим вдвое площадь распределительной арматуры $A_{sp} = 1,13 \text{ см}^2$. Принимаем шесть стержней диаметром 6 мм из стали класса А-I (6 Ø 6 А-I) с $A_{sp} = 1,7 \text{ см}^2$. Шаг распределительных стержней $u = 30$ см.

Изгибающий момент от нормативной нагрузки у грани стены по формулам (2.31):

$$M = 0,125 \cdot 0,18 (1,6 - 0,4)^2 \cdot 1 = 0,0324 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 находим значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 200000$ МПа, $E_b = 20500$ МПа и определяем соотношение: $n = 200000 / 20500 = 9,8$

Коэффициент армирования сечения:

$$\mu_1 = 5,65 / 30 \cdot 100 = 0,0019 = 0,19\% \geq 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани стены по формуле (2.37)

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 9,8 \cdot 0,0019] 1 \cdot 0,3^2 = 0,028 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,15$ МПа.

Момент трещинообразования по формуле (2.38)

$$M_{crс} = 1,15 \cdot 0,028 = 0,0322 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.39): $0,0324 > 0,0322$ МН·м. Условие не выполняется. Следовательно, в нижней части фундамента появляются трещины, ширину раскрытия которых необходимо проверить.

Найдем коэффициент армирования

$$\mu = 5,65 / 26,5 \cdot 100 = 0,0021.$$

По табл. V.2 находим прочность бетона на сжатие для расчетов по второй группе предельных состояний $R_{bn} = 11$ МПа.

Вспомогательная характеристика:

$$L = 0,0324 / 11 \cdot 0,1 \cdot 0,265^2 = 0,04.$$

Относительная высота сжатой зоны бетонного сечения:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + (1 + 5 \cdot 0,04) / 10 \cdot 0,0021 \cdot 9,8} = 0,129.$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z = 0,265 (1 - 0,129 / 2) = 0,25 \text{ м}.$$

Напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной:

$$\sigma_s = 0,0324 / (0,000565 \cdot 0,25) = 0,229 \text{ МПа.}$$

Ширина раскрытия трещин по формуле (2.40):

$$a_{crс} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1 \frac{229}{200\,000} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0021) \times \\ \times \sqrt[3]{12} = 0,26 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм.}$$

Следовательно, ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимой $a_{crс,u} = 0,3$ мм для фундаментов, расположенных выше уровня грунтовых вод.

§ 11. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов

Пример 2.15. Определить размеры подошвы и рассчитать конструкцию фундамента под колонну промышленного здания размером 40×80 см (рис. 2.17). В основании фундамента залегает песок пылеватый, плотный, насыщенный водой, имеющий удельный вес $\gamma_{п} = 0,0185$ МН/м³. Угол внутреннего трения и удельное сцепление, определенные на основе лабораторных испытаний образцов грунта, составляют соответственно $\varphi_n = 28^\circ$ и $c_n = 0,0037$ МПа. Глубина заложения фундамента $d = 1,2$ м. В проектируемом здании подвал отсутствует. На уровне спланированной отметки земли приложена вертикальная сила $N' = 1,0$ МН и момент $M' = 0,6$ МН·м (от нормативных нагрузок). Расчетные значения усилий составляют: $N' = 1,1$ МН, момента $M' = 0,7$ МН·м. Здание имеет длину $L = 84$ м и высоту $H = 20,5$ м.

Решение. При действии внецентренно приложенной нагрузки форму подошвы фундамента целесообразно назначить в виде прямоугольника. Зададимся соотношением длины подошвы фундамента к его ширине $l/b = 1,5$.

В первом приближении определим площадь подошвы фундамента в предположении, что на него действует только вертикальная центрально приложенная сила. Условное расчетное сопротивление грунта основания составит $R_0 = 0,15$ МПа. Тогда ориентировочная площадь фундамента по формуле (2.6):

$$A_{\phi} = 1,0 / (0,15 - 1,2 \cdot 0,02) = 7,81 \text{ м}^2.$$

Учитывая, что фундамент является внецентренно нагруженным, увеличиваем размеры фундамента на 20 %. Тогда ориентировочная площадь подошвы фундамента составит $A_{\phi} = 9,4 \text{ м}^2$.

При соотношении $l/b = 1,5$ получим: $b = \sqrt[3]{9,4/1,5} = 2,5$ м; $l = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75$ м.

Назначим размеры подошвы фундамента, выполненного из монолитного железобетона, $b \times l = 2,5 \times 4$ м и высоту $h' = 0,8$ м. Найдем эксцентриситет, создаваемый моментом: $e = 0,6/1,0 = 0,6$ м.

Вычислим значение $0,03 l_k = 0,024$ м. Значение $e = 0,6 \text{ м} > 0,03 l_k = 0,024 \text{ м}$, поэтому данный фундамент необходимо рассчитать, как внецентренно сжатый.

Для соотношения $L/H = 84/20,5 = 4,1$ по табл. 1.4 найдем значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,1$ и $\gamma_{c2} = 1,0$. Коэффициент $k = 1,0$.

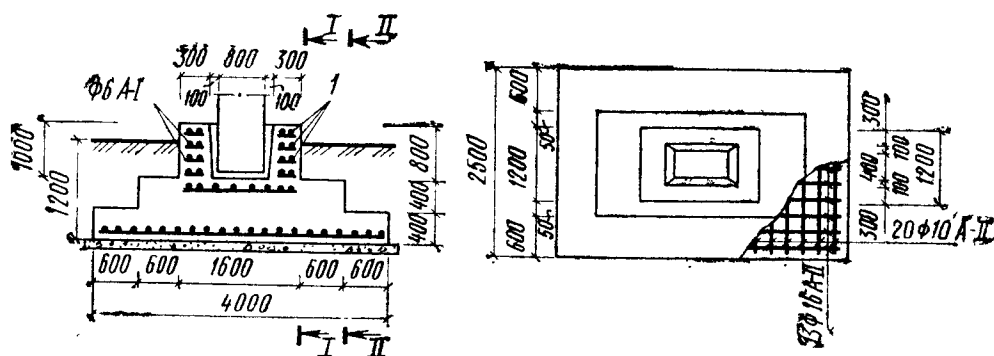


Рис. 2.17. К примеру 2.15

I — сварные сетки, предохраняющие стакан от обкалывания

Для прямоугольного фундамента шириной $b=2,5$ м найдем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3), определив предварительно значения безразмерных коэффициентов (см. табл. 1.3) $M_\gamma=0,98$, $M_q=4,93$ и $M_c=7,40$:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,98 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 0,0185 + 4,93 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,0185 + 7,40 \cdot 0,0037) = 0,2 \text{ МПа.}$$

В соответствии с требованиями строительных норм, для внецентренно нагруженных фундаментов максимальное краевое давление под подошвой фундамента не должно превышать $1,2 R = 0,24$ МПа.

Найдем вес грунта, лежащего на обрезах фундамента:

$$G_{гр} = 0,0185 (2,5 \cdot 4 - 1,6 \cdot 1,2) 0,4 = 0,06 \text{ МН.}$$

Вес фундамента (см. рис. 2.17):

$$G_{ф} = 0,024 (0,8 \cdot 4 \cdot 2,5 + 1,6 \cdot 1,2 \cdot 0,8) = 0,238 \text{ МН.}$$

Найдем максимальное и минимальное краевые давления под подошвой фундамента при внецентренном нагружении по формулам (2.8):

$$p_{\max} = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} = 0,22 \text{ МПа;}$$

$$p_{\min} = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} - \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} = 0,031 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условий (2.12):

$$p_{\max} = 0,22 < 1,2 R = 0,24 \text{ МПа; } p_{\min} = 0,031 > 0;$$

$$p_{\text{ср}} = (1 + 0,06 + 0,238) / 2,5 \cdot 4 = 0,13 < R = 0,2 \text{ МПа.}$$

Условия выполняются, а недонапряжение по максимальному краевому давлению составляет $8,3 \% < 10 \%$. Следовательно, фундамент запроектирован экономично.

Окончательно принимаем в качестве фундаментной подушки монолитную железобетонную плиту размером $2,5 \times 4 \times 0,8$ м (см. рис. 2.17).

Рассчитаем конструкцию внецентренно нагруженного фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В15. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона принимаем равной $a=4$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0=0,8-0,04=0,76$ м, $h'_0=0,4-0,04=0,36$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезках:

$$G_{\text{ф}}^p = 1,1 \cdot 0,238 = 0,262 \text{ МН}; G_{\text{гр}}^p = 1,2 \cdot 0,06 = 0,072 \text{ МН}.$$

Максимальное давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формулам (2.8):

$$p_{\text{max}} = \frac{1,1 + 0,262 + 0,072}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,7 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} = 0,248 \text{ МПа}.$$

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани башмака и у грани первого уступа по формуле (2.34):

$$p_I = \frac{1,1 + 0,262 + 0,072}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,7 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 1,2}{0,5 \cdot 4} = 0,185 \text{ МПа};$$

$$p_{II} = \frac{1,1 + 0,262 + 0,072}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,7 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 0,6}{0,5 \cdot 4} = 0,217 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила у грани башмака и у грани первого уступа по формуле (2.35):

$$Q_I = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 0,8) \frac{0,248 + 0,185}{2} = 0,65 \text{ МН};$$

$$Q_{II} = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 1,4) \frac{0,248 + 0,217}{2} = 0,349 \text{ МН}.$$

Проверяем выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1. $R_{bt}=0,75$ МПа: $0,65 > 0,6 \cdot 0,75 (2,5 - 2 \cdot 0,6) \times 0,76 = 0,445$ МН; $0,349 < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 2,5 \cdot 0,36 = 0,405$ МН.

Условия (2.26) не выполняются, поэтому увеличим класс бетона фундамента, приняв его равным В30 с $R_{bt}=1,2$ МПа, и вновь проверим выполнение условий (2.26): $0,65 < 0,6 \cdot 1,2 (2,5 - 2 \cdot 0,6) \times 0,76 = 0,71$ МН; $0,349 < 0,6 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot 0,36 = 0,648$ МН.

Условия выполняются, следовательно, при классе бетона В30 применение поперечных стержней не требуется.

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок:

$$p_{\text{ср}}^p = \frac{1,1 + 0,262 + 0,072}{2,5 \cdot 4} = 0,143 \text{ МПа}.$$

Проверим выполнение условия (2.27) по среднему давлению под подошвой фундамента:

$$Q = 0,143 [0,5 (4 - 0,8) - 0,08] \frac{7(0,5)}{2,5} = 0,543 < 1,5 \cdot 1,2 \times \times 2,5 \cdot 0,36^2 / 0,08 = 7,29 \text{ МН}.$$

Условие выполняется.

Находим средний периметр пирамиды продавливания и расчетную продавливающую силу по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5 (1,2 + 2,5) = 1,85 \text{ м};$$

$$F_I = \frac{1,1}{2,5 \cdot 4} 0,5 \cdot 2,5 (4 - 1,6 - 2 \cdot 0,76) = 0,121 \text{ МН}$$

и проверяем выполнение условия (2.28): $0,121 < 1 \cdot 1,2 \cdot 1,85 \cdot 0,76 = 1,68 \text{ МН}$.

Условие выполняется. Проверим фундамент на продавливание у первой ступени фундамента. Средний периметр пирамиды продавливания и расчетная продавливающая сила по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5 (2,5 + 1,3) = 1,9 \text{ м};$$

$$F_{II} = \frac{1,1}{2,5 \cdot 4} 0,5 \cdot 2,5 (4 - 2,8 - 2 \cdot 0,36) = 0,066 \text{ МН}.$$

Проверяем выполнение условия (2.28): $0,066 < 1 \cdot 1,2 \cdot 1,9 \times 0,36 = 0,82 \text{ МН}$. Следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Рассчитаем прочность нормальных сечений фундамента, определив предварительно изгибающие моменты у грани башмака и у грани первого уступа по формулам (2.36):

$$M_I = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 0,8)^2 \frac{2 \cdot 0,248 + 0,185}{6} = 0,409 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 1,4)^2 \frac{2 \cdot 0,248 + 0,217}{6} = 0,107 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-II с расчетным сопротивлением $R_s = 280 \text{ МПа}$ (табл. V.4).

Определим требуемую площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_{sI} = 0,409 / 0,9 \cdot 0,76 \cdot 280 = 0,0021 \text{ м}^2 = 21 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,107 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 280 = 0,0012 \text{ м}^2 = 12 \text{ см}^2.$$

Принимаем 13 стержней диаметром 16 мм из стали класса А-II ($13\varnothing 16 \text{ А-II}$) с $A_s = 26,14 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$.

В направлении меньшей стороны фундамента определим площадь сечения арматуры по среднему напряжению в грунте.

Изгибающий момент в сечениях у грани башмака и первого уступа фундамента по формулам (2.31):

$$M_I = 0,125 \cdot 0,143 (2,5 - 1,2)^2 = 0,121 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 0,143 (2,5 \cdot 1,3)^2 = 0,103 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры в продольном направлении:

$$A_{sI} = 0,121 / 0,9 \cdot 0,76 \cdot 280 = 0,0006 \text{ м}^2 = 6 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = 0,103 / 0,9 \cdot 0,36 \cdot 280 = 0,0011 \text{ м}^2 = 11 \text{ см}^2.$$

Принимаем 20 стержней диаметром 10 мм из стали класса А-II (20Ø10 А-II) с $A_s = 15,7 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$.

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани башмака и у грани первого уступа от нормативных нагрузок по формуле (2.34):

$$p_I = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 1,2}{0,5 \cdot 4} = 0,166 \text{ МПа};$$

$$p_{II} = \frac{1 + 0,06 + 0,238}{2,5 \cdot 4} + \frac{0,6 \cdot 6}{2,5 \cdot 4^2} \frac{2 - 0,6}{0,5 \cdot 4} = 0,193 \text{ МПа}.$$

Изгибающие моменты у грани башмака и у грани первого уступа от нормативных нагрузок:

$$M_I = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 0,8)^2 \frac{2 \cdot 0,22 + 0,166}{6} = 0,364 \text{ МП} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 2,5 (0,5 \cdot 4 - 1,4)^2 \frac{2 \cdot 0,22 + 0,193}{6} = 0,095 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 найдем значения модулей упругости арматуры и бетона: $E_s = 210\,000 \text{ МПа}$, $E_b = 32\,500 \text{ МПа}$ и определим соотношение: $n = 210\,000/32\,500 = 6,5$.

Коэффициенты армирования у грани башмака и у грани первого уступа:

$$\mu_I = \frac{26,14}{130 \cdot 40 + 250 \cdot 40} = 0,0017 = 0,17\% > 0,05\%;$$

$$\mu_{II} = 26,14/250 \cdot 40 = 0,0026 = 0,26\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента у грани башмака и первого уступа по формуле (2.37):

$$W_{plI} = \left\{ 0,292 + 0,75 \left[\frac{(2,5 - 1,3) 0,4}{2,5 \cdot 0,8} + 2 \cdot 0,0017 \cdot 6,5 \right] \right\} 2,5 \times \\ \times 0,8^2 = 0,804 \text{ м}^3;$$

$$W_{plII} = (0,292 + 1,5 \cdot 0,0026 \cdot 6,5) 2,5 \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 находим расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний $R_{btн} = 1,80 \text{ МПа}$.

Момент трещинообразования у грани башмака и грани первого уступа по формуле (2.38):

$$M_{сгсI} = 1,80 \cdot 0,804 = 1,45 \text{ МН} \cdot \text{м}; \quad M_{сгсII} = \\ = 1,80 \cdot 0,126 = 0,23 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.38): $0,364 < 1,45 \text{ МН} \cdot \text{м}$; $0,095 < 0,23 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Условия выполняются, следовательно, трещины в фундаменте не возникают.

Пример 2.16. Подобрать размеры подошвы ленточного фундамента для здания с подвалом, показанного на рис. 2.18. Длина здания $L = 90 \text{ м}$, высота $H = 22,5 \text{ м}$. Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,8 \text{ м}$. Несущим слоем основания является песок пылеватый, плотный, влажный с удельным весом $\gamma = 0,019 \text{ МН/м}^3$.

Рис. 2.18. К примеру 2.16

1 — стеновые блоки ФС6

Угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 26^\circ$ и удельное сцепление $c_{II} = 0,002$ МПа определяли в результате лабораторных испытаний образцов грунта. На уровне спланированной отметки земли действуют усилия от нормативной нагрузки $N' = 0,2$ МН и $M' = 0,02$ МН·м, от расчетной нагрузки $N' = 0,23$ МН и $M' = 0,022$ МН·м.

Решение. Ориентировочные размеры фундамента найдем в предположении, что он является центрально-сжатым. Определим по табл. IV.1 условное расчетное сопротивление грунта основания $R_0 = 0,2$ МПа. Тогда ширина подошвы фундамента: $b = 0,2 / (0,2 - 2,8 \cdot 0,02) = 1,39$ м.

Увеличивая на 20 % полученный размер, выберем по табл. II.3 ближайшую плиту марки Ф16 шириной $b = 1,6$ м. По формуле (2.5) определим приведенную глубину заложения фундамента от пола в подвале при удельном весе конструкции пола в подвале $\gamma_{cf} = 0,022$ МН/м³:

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \frac{0,022}{0,019} = 0,516 \text{ м.}$$

Глубина до отметки пола в подвале: $d_b = 2,8 - 0,5 = 2,3$ м.

Коэффициенты условий работы для заданных грунтовых условий при соотношении $L/H = 90/22,5 = 4$ найдем по табл. I.4: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$. Коэффициент $k = 1$, так как значения φ_{II} и c_{II} определяли в результате лабораторных испытаний образцов грунта.

По табл. I.3 находим безразмерные коэффициенты при $\varphi_{II} = 26^\circ$: $M_\gamma = 0,84$, $M_q = 4,37$ и $M_c = 6,9$.

Расчетное сопротивление грунта основания по формуле (2.3):

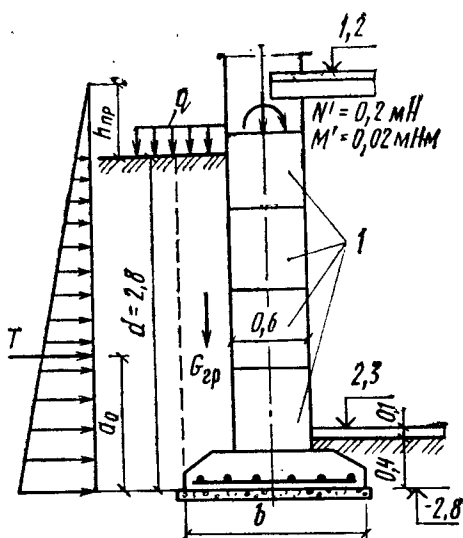
$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [0,84 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 0,019 + 4,37 \cdot 0,516 \cdot 0,019 + (4,37 - 1) \times \\ \times 2,0 \cdot 0,019 + 6,9 \cdot 0,002] = 0,285 \text{ МПа.}$$

По формуле (2.9) определим равнодействующую активного давления грунта на 1 м стены фундамента

$$T = \left(0,01 \cdot 2,8 + \frac{0,019 \cdot 2,8^2}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0,05 \text{ МН.}$$

По формулам (2.10) найдем приведенную высоту слоя грунта и расстояние от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей активного давления грунта:

$$h_{пр} = 0,01 / 0,019 = 0,526 \text{ м;}$$



$$a_0 = \frac{2,8}{3} \cdot \frac{2,8 + 3 \cdot 0,526}{2,8 + 2 \cdot 0,526} = 1,061 \text{ м.}$$

Момент относительно центра тяжести подошвы фундамента от равнодействующей активного давления грунта:

$$M_p = 0,05 \cdot 1,061 = 0,053 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Вес 1 м стены фундамента найдем, используя данные табл. II.2 и II.3

$$G_\Phi = 10 \frac{2530}{2,38} + 4 \cdot 10 \frac{1960}{2,38} = 0,044 \text{ МН.}$$

Вес грунта на обресе фундамента:

$$G_{гр} = 0,019 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,024 \text{ МН.}$$

Момент относительно центра тяжести подошвы фундамента от веса грунта на его обресе:

$$M_G = 0,024 (0,25 + 0,3) = 0,013 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Используя формулу (2.8), определим краевые напряжения под подошвой фундамента:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,02 + 0,053 - 0,013) 6}{1 \cdot 1,6^2} = \\ &= 0,308 \text{ МПа,} \\ p_{\min} &= \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} - \\ &- \frac{(0,02 + 0,053 - 0,013) 6}{1 \cdot 1,6^2} = 0,027 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Проверим выполнение условий (2.12):

$$p_{\max} = 0,308 \leq 1,2 \cdot 0,285 = 0,342 \text{ МПа; } p_{\min} \geq 0;$$

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} = 0,168 \leq 0,285 \text{ МПа.}$$

Условия выполняются, имеющееся недонапряжение составляет 9,9 % < 10 %, поэтому окончательно принимаем в качестве подушки фундамента сборную плиту марки Ф16.

Рассчитаем конструкцию фундамента по первой и второй группам предельных состояний. В качестве материала фундамента берем бетон класса В25. Под подошвой фундамента предусмотрена песчано-гравийная подготовка, поэтому высоту защитного слоя бетона примем равной $a = 3,5$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,3 - 0,035 = 0,265$ м.

Определим расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_\Phi^p = 1,1 \cdot 0,044 = 0,0484 \text{ МН; } G_{гр}^p = 1,2 \cdot 0,024 = 0,0288 \text{ МН;}$$

$$\begin{aligned} M_G^p &= 1,2 \cdot 0,013 = 0,016 \text{ МН} \cdot \text{м; } M_T^p = 1,1 \cdot 0,053 = \\ &= 0,0583 \text{ МН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Найдем максимальное давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок по формулам (2.8):

$$p_{\max} = \frac{0,23 + 0,0484 + 0,0288}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,022 + 0,0583 - 0,016) 6}{1 \cdot 1,6^2} = 0,342 \text{ МПа.}$$

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани стены по формуле (2.34):

$$p = \frac{0,23 + 0,0484 + 0,0288}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,022 + 0,0583 - 0,016) 6}{1 \cdot 1,6^2} \times \frac{0,3}{0,5 \cdot 1,6} = 0,248 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила у грани стены по формулам (2.35):

$$Q = 1 (0,5 \cdot 1,6 - 0,3) \frac{0,342 + 0,248}{2} = 0,148 \text{ МН.}$$

Проверим выполнение условий (2.26), предварительно определив по табл. V.1 $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$: $0,148 < 0,6 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,167 \text{ МН}$.

Условия выполняются, следовательно, установка поперечных стержней и их расчет не требуются.

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок:

$$p_{\text{ср}}^p = \frac{0,23 + 0,0484 + 0,0288}{1,6 \cdot 1} = 0,192 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условия (2.27) по среднему давлению под подошвой фундамента:

$$Q = 0,192 [0,5 (1,6 - 0,6) - 0,235] 1 = 0,051 \triangleleft \\ \triangleleft 1,5 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,265^2 / 0,235 = 0,47 \text{ МН.}$$

Условия выполняются.

Средний периметр пирамиды продавливания и расчетную продавливающую силу определим по формулам (2.30):

$$u_m = 0,5 (1 + 1) = 1 \text{ м; } F = \frac{0,23}{1,6 \cdot 1} 0,5 (1,6 - 0,6 - 2 \cdot 0,265) = \\ = 0,034 \text{ МН.}$$

Проверяем выполнение условия (2.28): $0,034 < 1 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,265 = 0,278 \text{ МН}$. Условие выполняется, следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

Найдем изгибающий момент в сечении у грани стены по формулам (2.36):

$$M = 1 (0,5 \cdot 1,6 - 0,3)^2 \frac{2 \cdot 0,342 + 0,248}{6} = 0,039 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

В качестве рабочих стержней примем арматуру класса А-II с расчетным сопротивлением $R_s = 280 \text{ МПа}$ (табл. V.4).

Требуемая площадь сечения арматуры по формулам (2.32):

$$A_s = 0,039/0,9 \cdot 0,265 \cdot 280 = 0,0006 \text{ м}^2 = 6 \text{ см}^2.$$

Принимаем пять стержней диаметром 14 мм из стали класса А-II (5Ø14 А-II) с $A_s = 7,69 \text{ см}^2$. Шаг стержней $u = 20 \text{ см}$. Площадь распределительной арматуры $A_{s,p} = 0,1 \cdot 7,69 = 0,769 \text{ см}^2$. Так как в ленточном фундаменте совместно работают две консольные части сечения фундамента, то требуемое количество распределительной арматуры следует увеличить вдвое, т.е. $A_{s,p} = 2 \cdot 0,769 = 1,539 \text{ см}^2$. Тогда примем шесть стержней диаметром 6 мм из стали класса А-I (6Ø6 А-I) с $A_{s,p} = 1,7 \text{ см}^2$. Шаг $u = 30 \text{ см}$.

Напряжения в грунте под подошвой фундамента у грани стены от нормативных нагрузок по формуле (2.34):

$$p = \frac{0,2 + 0,044 + 0,024}{1,6 \cdot 1} + \frac{(0,02 + 0,053 - 0,013) 6}{1 \cdot 1,6^2} \frac{0,3}{0,5 \cdot 1,6} = 0,22 \text{ МПа}.$$

Изгибающий момент у грани стены от нормативных нагрузок:

$$M = 1 (0,5 \cdot 1,6 - 0,3)^2 \frac{2 \cdot 0,308 + 0,22}{6} = 0,035 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По табл. V.3 и V.4 найдем значения модулей упругости арматуры и бетона $E_s = 210\,000 \text{ МПа}$, $E_b = 27\,000 \text{ МПа}$ и определим соотношение $n = 210\,000/27\,000 = 7,78$.

Коэффициент армирования сечения:

$$\mu_1 = 7,69/100 \cdot 30 = 0,0026 = 0,26\% > 0,05\%.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения фундамента по формуле (2.37):

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \cdot 0,0026 \cdot 7,78] 1 \cdot 0,3^2 = 0,029 \text{ м}^3.$$

По табл. V.2 найдем значение расчетного сопротивления бетона растяжению при расчете по второй группе предельных состояний $R_{bt,n} = 1,6 \text{ МПа}$ и определим момент трещинообразования сечения фундамента по формуле (2.38):

$$M_{cr,c} = 1,6 \cdot 0,029 = 0,046 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (2.38): $0,035 < 0,046 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Условия выполняются, следовательно, трещины в теле фундамента не возникают.

§ 12. Расчет осадок фундаментов

Пример 2.17. Определить методом элементарного суммирования вероятную осадку ленточного фундамента здания, рассмотренного в примере 2.11. Ширина фундамента $b = 1 \text{ м}$, глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,25 \text{ м}$. Среднее давление под подошвой фундамента $p_{ср} = 0,292 \text{ МПа}$. Данные о строительной площадке приведены в примере 2.1. Длина возводимого здания $L = 36 \text{ м}$.

Решение. Воспользовавшись данными табл. 2.2, по формуле (1.5) определяем удельный вес грунтов, залегающих в основании фундамента: $\gamma_1 = 1850 \cdot 10 = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_2 = 1950 \cdot 10 = 0,0195 \text{ МН/м}^3$

и $\gamma_3 = 2000 \cdot 10 = 0,02$ МН/м³. Удельный вес песка третьего слоя и суглинка четвертого слоя с учетом взвешивающего действия воды находим по формуле (1.6):

$$\gamma_{sb3} = \frac{0,0262 - 0,01}{1 + 0,598} = 0,0101 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb4} = \frac{0,0278 - 0,01}{1 + 0,779} = 0,01 \text{ МН/м}^3.$$

По формуле (1.24) определяем ординаты эпюры вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта и вспомогательной эпюры $0,2 \sigma_{zg}$:

на поверхности земли:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = 0,0185 \cdot 2,25 = 0,042 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 0,008 \text{ МПа};$$

на контакте первого и второго слоев:

$$\sigma_{zg1} = 0,0185 \cdot 3,6 = 0,067 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 0,013 \text{ МПа};$$

на контакте второго и третьего слоев:

$$\sigma_{zg2} = 0,067 + 0,0195 \cdot 1,7 = 0,1 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 0,02 \text{ МПа};$$

в третьем слое на уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg3} = 0,1 + 0,02 \cdot 0,6 = 0,112 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg3} = 0,022 \text{ МПа};$$

на контакте третьего и четвертого слоев с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg4} = 0,112 + 0,0101 \cdot 1,6 = 0,128 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg4} = 0,026 \text{ МПа};$$

на подошве четвертого слоя:

$$\sigma_{zg5} = 0,128 + 0,01 \cdot 3,4 = 0,162 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg5} = 0,032 \text{ МПа}.$$

Полученные значения ординат эпюры вертикальных напряжений и вспомогательной эпюры перенесем на геологический разрез (рис. 2.19). Определим дополнительное давление по подошве фундамента, которое равно разности среднего давления и вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$p_d = 0,292 - 0,042 = 0,250 \text{ МПа}.$$

Соотношение $n = L/b = 36/1 > 10$. Чтобы избежать интерполяции по табл. 1.9, зададимся соотношением $m = 0,4$. Тогда высота элементарного слоя грунта $h_i = 0,4 \cdot 1/2 = 0,2$ м.

Проверим выполнение условия $h_i < 0,4b$: $0,2 < 0,4 \cdot 1$. Условие выполняется с большим запасом, поэтому в целях сокращения вычислений примем высоту элементарного слоя $h_i = 0,4$ м.

Далее построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 2.19) в сжимаемой толще основания рассчитываемого фундамента, воспользовавшись формулой (2.14) и табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.6).

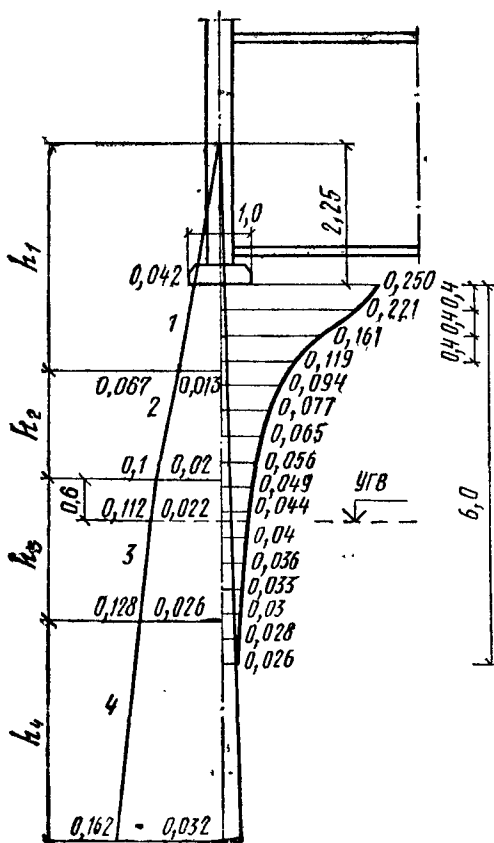


Рис. 2.19. К примеру 2.17

1 — песок пылеватый ($\gamma_1=0,0185$ МН/м³, $h_1=3,6$ м, $E_1=15$ МПа); 2 — супесь пластичная ($\gamma_2=0,0195$ МН/м³, $h_2=1,7$ м; $E_2=17$ МПа); 3 — песок плотный ($\gamma_3=0,0101$ МН/м³, $h_3=2,2$ м, $E_3=32$ МПа); 4 — суглинок тугопластичный ($\gamma_4=0,01$ МН/м³, $h_4=3,4$ м, $E_4=30$ МПа)

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительного напряжения (см. рис. 2.19), так как для вычисления осадок необходимо выполнение условия $\sigma_z \leq 0,2 \sigma_{zg}$. Из рис. 2.19 видно, что эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H=6$ м.

Воспользовавшись формулой (2.13), вычислим осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации грунта на границах слоев, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на окончательном результате:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,8 \cdot 0,4}{15} \left(\frac{0,25 + 0,221}{2} + \frac{0,221 + 0,161}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,161 + 0,119}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{17} \left(\frac{0,119 + 0,094}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,094 + 0,077}{2} + \frac{0,077 + 0,065}{2} + \frac{0,065 + 0,056}{2} \right) + \\
 &\quad + \frac{0,8 \cdot 0,4}{32} \left(\frac{0,056 + 0,049}{2} + \frac{0,049 + 0,044}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,044 + 0,04}{2} + \frac{0,04 + 0,036}{2} + \frac{0,036 + 0,033}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,033 + 0,03}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{30} \left(\frac{0,03 + 0,028}{2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{0,028 + 0,026}{2} \right) = 0,0121 + 0,0061 + 0,0025 + 0,0006 = \\
 &= 0,0213 \text{ м} = 2,1 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

По табл. II.1 для здания данного типа находим предельно допустимую осадку $s_u=10$ см.

Т а б л и ц а 2.6. К примеру 2.17

Грунт	$z, \text{ м}$	$m = 2z/b$	α	$\sigma_z = \alpha \times p_d, \text{ МПа}$	$E, \text{ МПа}$
Песок пылеватый	0	1	1	0,250	15
	0,4	0,8	0,881	0,221	
	0,8	1,6	0,642	0,161	
	1,2	2,4	0,447	0,119	
Супесь пластичная	1,6	3,2	0,374	0,094	17
	2,0	4,0	0,306	0,077	
	2,4	4,8	0,258	0,065	
	2,8	5,6	0,223	0,056	
Песок плотный	3,2	6,4	0,196	0,049	32
	3,6	7,2	0,175	0,044	
	4,0	8,0	0,158	0,04	
	4,4	8,8	0,144	0,036	
	4,8	9,6	0,132	0,033	
	5,2	10,4	0,121	0,03	
Суглинок тугопластичный	5,6	11,2	0,112	0,028	30
	6,0	12	0,104	0,026	

В рассматриваемом случае $s=2,1 \text{ см} < s_u=10 \text{ см}$. Следовательно, полная осадка фундамента не превышает предельно допустимой по СНиП.

Пример 2.18. Определить методом элементарного суммирования осадку фундамента под колонну здания, рассмотренного в примере 2.12. Ширина фундамента $b=1,8 \text{ м}$, длина $l=1,8 \text{ м}$, глубина заложения $d=0,9 \text{ м}$. Среднее давление под подошвой фундамента $p_{\text{ср}}=0,352 \text{ МПа}$. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Воспользовавшись данными табл. 2.2, по формуле (1.5) определяем удельный вес грунтов первого и третьего слоев, залегающих в основании фундамента: $\gamma_1=2000 \cdot 10=0,02 \text{ МН/м}^3$, $\gamma_3=2000 \cdot 10=0,02 \text{ МН/м}^3$.

Удельный вес песка первого слоя и суглинка второго слоя с учетом взвешивающего действия воды найдем по формуле (1.6), воспользовавшись данными табл. 2.2:

$$\gamma_{sb1} = \frac{0,0266 - 0,01}{1 + 0,663} = 0,01 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb2} = \frac{0,027 - 0,01}{1 + 0,805} = 0,0094 \text{ МН/м}^3.$$

Грунт третьего слоя представляет собой глину полутвердую, которая является водоупорным слоем, поэтому в ней взвешивающее

действие воды проявляться не будет. Определим ординаты эпюры вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта по формуле (1.24) и вспомогательной эпюры $0,2 \sigma_{zg}$:

на поверхности земли:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 0,004 \text{ МПа};$$

в первом слое на уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg1} = 0,02 \cdot 2,9 = 0,058 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 0,012 \text{ МПа};$$

на контакте первого и второго слоев с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zq2} = 0,058 + 0,01 \cdot 1 = 0,068 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zq2} = 0,014 \text{ МПа};$$

на подошве суглинка с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{sq3} = 0,068 + 0,0094 \cdot 4,3 = 0,108 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{sq3} = 0,022 \text{ МПа}.$$

Ниже слоя суглинка залегает глина в полутвердом состоянии являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровлю глины добавятся:

гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной

$$\sigma_{\text{гидр}} = 0,01 \cdot 5,3 = 0,053 \text{ МПа};$$

полное давление на кровлю глины:

$$\sigma_{zg4} = 0,053 + 0,108 = 0,161 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zg4} = 0,032 \text{ МПа};$$

давление на подошве третьего слоя:

$$\sigma_{zq5} = 0,161 + 0,02 \cdot 3,3 = 0,228 \text{ МПа}; \quad 0,2\sigma_{zq5} = 0,045 \text{ МПа}.$$

Полученные значения ординат природного напряжения и вспомогательной эпюры перенесем на геологический разрез (рис. 2.20) Найдем дополнительное давление по подошве фундамента:

$$p_d = 0,352 - 0,018 = 0,334 \text{ МПа}.$$

Соотношение $n=l/b=1,8/1,8=1$. Чтобы избежать интерполяции по табл. 1.9, зададимся соотношением $m=0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта $h_i=0,4 \cdot 1,8/2=0,36$ м.

Условие $h_i=0,36 < 0,4 \cdot b=0,72$ м удовлетворяется.

Построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 2.20) от внешней нагрузки в толще основания рассчитываемого фундамента, используя формулу (2.14) и данные табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.7).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры с эпюрой дополнительного напряжения (см. рис. 2.20). По этому же рисунку определяем, что мощность сжимаемой толщи $H=5,76$ м.

Используя формулу (2.13), вычислим осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации на границе слоев грунта, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на результатах расчета:

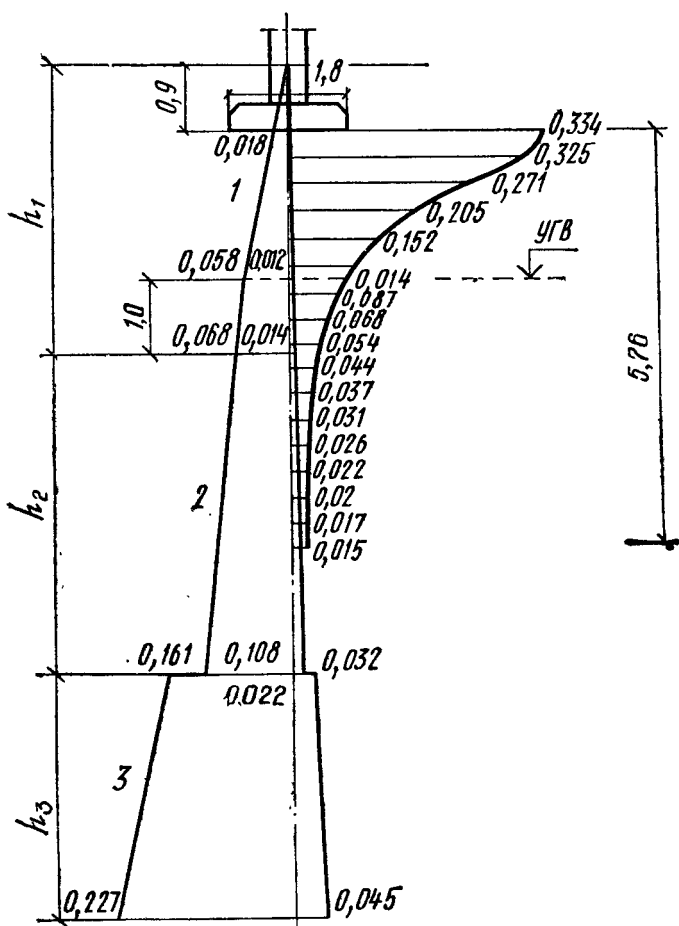


Рис. 2.20. К примеру 2.18

1 — песок средней плотности ($\gamma_1=0,02$ МН/м³, $h_1=3,9$ м, $E_1=25$ МПа); 2 — суглинок тугопластичный ($\gamma_2=0,0094$ МН/м³, $h_2=4,3$ м, $E_2=12$ МПа); 3 — глина полутвердая ($\gamma_3=0,02$ МН/м³, $h_3=3,3$ м, $E_3=20,5$ МПа)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,8 \cdot 0,36}{25} \left(\frac{0,339 + 0,325}{2} + \frac{0,325 + 0,271}{2} + \right. \\
 &+ \frac{0,271 + 0,205}{2} + \frac{0,205 + 0,152}{2} + \frac{0,152 + 0,114}{2} + \\
 &+ \frac{0,114 + 0,087}{2} + \frac{0,087 + 0,068}{2} + \left. \frac{0,068 + 0,054}{2} \right) + \\
 &+ \frac{0,8 \cdot 0,36}{12} \left(\frac{0,054 + 0,044}{2} + \frac{0,044 + 0,037}{2} + \right. \\
 &+ \frac{0,037 + 0,031}{2} + \frac{0,031 + 0,026}{2} + \frac{0,026 + 0,022}{2} + \\
 &+ \frac{0,022 + 0,02}{2} + \frac{0,02 + 0,017}{2} + \left. \frac{0,017 + 0,015}{2} \right) = \\
 &= 0,016 + 0,0067 = 0,0227 \text{ м} = 2,3 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

Т а б л и ц а 2.7. К примеру 2.18

Грунт	$z, \text{ м}$	$m = 2 \times \frac{z}{b}$	α	$\sigma_z = \alpha p_{\text{д}}, \text{ МПа}$	$E, \text{ МПа}$
Песок средней плотности	0	0	1,0	0,334	25
	0,36	0,4	0,96	0,325	
	0,72	0,8	0,8	0,271	
	1,08	1,2	0,606	0,205	
	1,44	1,6	0,449	0,152	
	1,8	2,0	0,336	0,114	
	2,16	2,4	0,257	0,087	
	2,52	2,8	0,201	0,068	
	2,88	3,2	0,16	0,054	
Суглинок тугопластичный	3,24	3,6	0,13	0,044	12
	3,6	4,0	0,108	0,037	
	3,96	4,4	0,091	0,031	
	4,32	4,8	0,077	0,026	
	4,68	5,2	0,066	0,022	
	5,04	5,6	0,058	0,02	
	5,4	6,0	0,051	0,017	
	5,76	6,4	0,045	0,015	

По табл. II.1 для здания данного типа находим предельно допустимую осадку $s_u = 10$ см.

В нашем случае $s = 2,3 < s_u = 10$ см. Следовательно, расчет осадки фундамента соответствует расчету по второй группе предельных состояний.

Пример 2.19. Определить методом элементарного суммирования осадку фундамента под колонну размером $b \times l = 2 \times 2$ м глубиной заложения $d = 2,8$ м, а также его дополнительную осадку в результате влияния соседнего фундамента, расположенного на этой же оси на расстоянии 2,6 м и имеющего такие же размеры и глубину заложения $d = 1,2$ м. Среднее давление под подошвой первого фундамента $p_{\text{ср}} = 0,41$ МПа, второго $p_{\text{ср}} = 0,48$ МПа. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1. Возводимое здание выполнено из железобетонного каркаса с заполнением.

Решение. Определим вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы первого и второго фундаментов:

$$\sigma'_{zg0} = 0,0185 \cdot 2,8 = 0,052 \text{ МПа}; \quad \sigma''_{zg0} = 0,0185 \cdot 1,2 = 0,022 \text{ МПа}.$$

Ординаты эпюры природного напряжения были вычислены ранее в примере 2.17, а сама эпюра и схема расположения фундаментов приведены на рис. 2.21.

Дополнительные давления под подошвой первого и второго фундаментов равны:

$$p_{\text{д1}} = 0,41 - 0,052 = 0,358 \text{ МПа}; \quad p_{\text{д2}} = 0,41 - 0,022 = 0,458 \text{ МПа}.$$

Соотношение сторон фундаментов $n = l/b = 2/2 = 1$. Чтобы избежать интерполирования по табл. 1.9, зададимся значением $m = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта $h_i = 0,4 \cdot 2/2 = 0,4$ м.

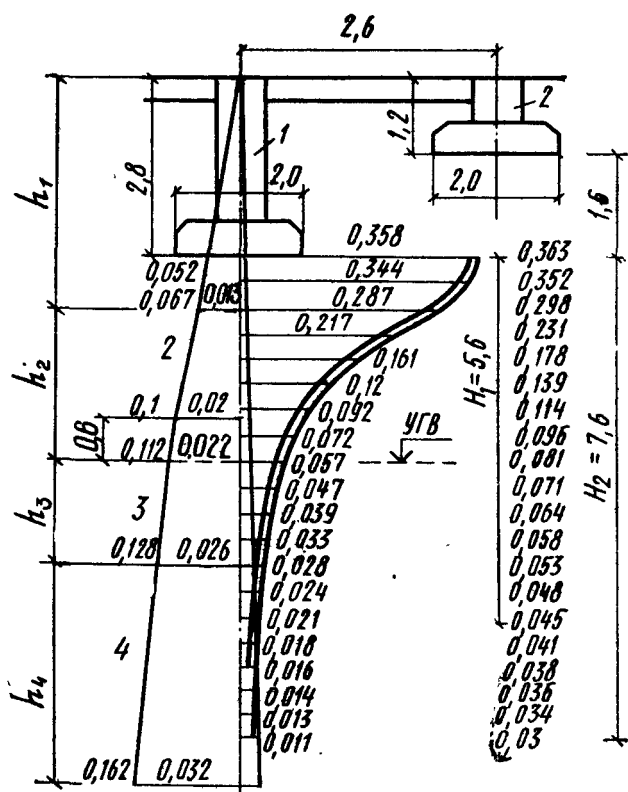


Рис. 2.21. К примеру 2.19

1 — песок пылеватый ($\gamma_1=0,0185$ МН/м³, $h_1=3,6$ м, $E_1=15$ МПа); 2 — супесь пластичная ($\gamma_2=0,0195$ МН/м³, $h_2=1,7$ м; $E_2=17$ МПа); 3 — песок плотный ($\gamma_3=0,0101$ МН/м³, $h_3=2,2$ м, $E_3=32$ МПа); 4 — суглинок тугопластичный ($\gamma_4=0,01$ МН/м³, $h_4=3,4$ м, $E_4=30$ МПа)

Т а б л и ц а 2.8. К примеру 2.19

Грунт	z, м	$m = 2z/b$	α	$\sigma_{z1} = \alpha p_{д1}$, МПа	E, МПа
Песок пылеватый	0	0	1,0	0,358	15
	0,4	0,4	0,96	0,344	
	0,8	0,8	0,8	0,287	
Супесь пластичная	1,2	1,2	0,606	0,217	17
	1,6	1,6	0,449	0,161	
	2,0	2,0	0,336	0,12	
	2,4	2,4	0,257	0,092	
Песок плотный	2,8	2,8	0,201	0,072	32
	3,2	3,2	0,16	0,057	
	3,6	3,6	0,13	0,047	
	4,0	4,0	0,108	0,039	
	4,4	4,4	0,091	0,033	

Грунт	z, м	m=2×z/b	α	σ _{z1} =αp ₀₁ , МПа	E, МПа
Суглинок тугопластичный	4,8	4,8	0,077	0,028	30
	5,2	5,2	0,066	0,024	
	5,6*	5,6	0,058	0,021	
	6,0	6,0	0,051	0,018	
	6,4	6,4	0,046	0,016	
	6,8	6,8	0,04	0,014	
	7,2	7,2	0,036	0,013	
	7,6	7,6	0,032	0,011	

* Нижняя граница сжимаемой толщи

Проверим выполнение условия $h_i \leq 0,4 b : 0,4 < 0,8$ м, следовательно, условие выполняется.

Построим эпюру дополнительного вертикального напряжения под подошвой первого фундамента (см. рис. 2.21), воспользовавшись формулой (2.14) и табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.8).

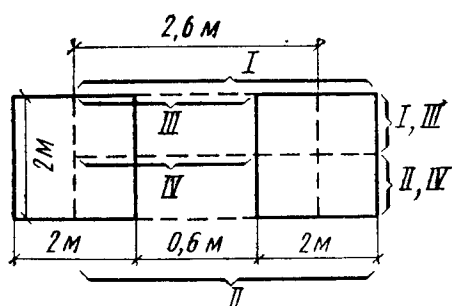
Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры с эпюрой дополнительных напряжений (см. рис. 2.21). По этому рисунку определим и мощность сжимаемой толщи $H_i = 5,6$ м.

Вычислим осадку фундамента по формуле (2.13) без учета влияния соседнего фундамента:

$$\begin{aligned}
 s_1 = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{15} \left(\frac{0,358 + 0,344}{2} + \frac{0,344 + 0,287}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{17} \left(\frac{0,287 + 0,217}{2} + \frac{0,217 + 0,161}{2} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{0,161 + 0,12}{2} + \frac{0,12 + 0,092}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{32} \left(\frac{0,092 + 0,072}{2} + \frac{0,072 + 0,057}{2} + \right. \\
 & \quad \left. + \frac{0,057 + 0,047}{2} + \frac{0,047 + 0,039}{2} + \frac{0,039 + 0,033}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{30} \left(\frac{0,033 + 0,028}{2} + \frac{0,028 + 0,024}{2} + \frac{0,024 + 0,021}{2} \right) = \\
 = & 0,0142 + 0,0129 + 0,0028 + 0,0008 = 0,0307 \text{ м} = 3,1 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

По табл. II.1 для здания, выполненного из железобетонного каркаса с заполнением, предельно допустимая осадка $s_u = 8$ см. В нашем случае $s_1 = 3,1$ см $< s_u = 8$ см. Следовательно, расчет осадки фундамента удовлетворяет расчету по второй группе предельных состояний.

Рис. 2.22. К примеру 2.19



Рассчитаем осадку первого фундамента с учетом влияния рядом расположенного фундамента (см. рис. 2.21). Для определения суммарных напряжений под центральной точкой первого фундамента воспользуемся методом угловых точек (рис. 2.22). Для этого разобьем загруженную площадь на четыре прямоугольника I, II, III и IV (стороны прямоугольников показаны на рисунке фигурными скобками) и определим соотношения между сторонами каждого прямоугольника: $n_I = n_{II} = 3,6/1 = 3,6$; $n_{III} = n_{IV} = 1,6/1 = 1,6$.

Найдем дополнительное напряжение под центральной точкой первого фундамента от действия второго фундамента по формуле (1.23), предварительно вычислив соотношение $m' = z/b = 1,6/2 = 0,8$, где z — разность отметок глубины заложения первого и второго фундаментов (см. рис. 2.21):

$$\sigma_{22} = 0,25 (\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}) p_{d2}.$$

Из условий симметрии следует, что $\alpha_I = \alpha_{II}$, $\alpha_{III} = \alpha_{IV}$, поэтому:

$$\sigma_{22} = 0,5 (\alpha_I - \alpha_{III}) p_{d2} = 0,5 (0,88 - 0,859) 0,458 = 0,005 \text{ МПа}.$$

Коэффициент α_I найдем по табл. 1.9 для соотношения $n_I = 3,6$ с помощью линейной интерполяции, а коэффициент α_{III} — по той же таблице при $n_{III} = 1,6$ и $m' = 0,8$.

Дополнительные напряжения далее определим для точек, лежащих на вертикали под центральной точкой первого фундамента: эти напряжения вычисляли с шагом, равным высоте элементарного слоя, выбранного при расчете первого фундамента, т. е. $z = 0,4$ м.

Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.9), при этом заметим, что предпоследний столбец этой таблицы характеризует распределение суммарных напряжений под центральной точкой первого фундамента от совместного действия первого и второго фундаментов.

Т а б л и ц а 2.9. К примеру 2.19

Грунт	$z, \text{ м}$	$m' = z/b$	α_I	α_{III}	$\sigma_{22}, \text{ МПа}$	$\Sigma \sigma = \sigma_{21} + \sigma_{22}, \text{ МПа}$	$E, \text{ МПа}$
Песок пылеватый	1,6	0,8	0,880	0,859	0,005	0,363	15
	2,0	1	0,816	0,781	0,008	0,352	
	2,4	1,2	0,751	0,703	0,011	0,298	
Супесь пластичная	2,8	1,4	0,692	0,631	0,014	0,231	17
	3,2	1,6	0,633	0,558	0,017	0,178	
	3,6	1,8	0,584	0,500	0,019	0,139	
	4,0	2,0	0,535	0,441	0,022	0,114	

Грунт	z, м	$m' = z/b$	α_I	α_{III}	σ_{22} , МПа	$\Sigma \sigma = \sigma_{z1} + \sigma_{z2}$, МПа	E, МПа
Песок плотный	4,4	2,2	0,500	0,397	0,024	0,096	32
	4,8	2,4	0,456	0,352	0,024	0,081	
	5,2	2,6	0,424	0,318	0,024	0,071	
	5,6	2,8	0,392	0,284	0,025	0,064	
	6,0	3,0	0,366	0,258	0,025	0,058	
Суглинок тугопластичный	6,4	3,2	0,339	0,232	0,025	0,053	30
	6,8	3,4	0,317	0,212	0,024	0,048	
	7,2	3,6	0,295	0,192	0,024	0,045	
	7,6	3,8	0,277	0,177	0,023	0,041	
	8,0	4,0	0,259	0,161	0,022	0,038	
	8,4	4,2	0,243	0,149	0,022	0,036	
	8,8	4,4	0,228	0,137	0,021	0,034	
	9,2	4,6	0,215	0,128	0,019	0,03	

Пользуясь данными табл. 2.9, построим суммарную эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 2.21). Нижнюю границу сжимаемой толщи найдем по точке пересечения этой эпюры со вспомогательной. Мощность сжимаемой толщи составит 7,6 м (см. рис. 2.21).

Вычислим осадку первого фундамента, воспользовавшись формулой (2.13) и учитывая влияние второго фундамента:

$$\begin{aligned}
 s_2 = & \frac{0,8 \cdot 0,4}{15} \left(\frac{0,363 + 0,352}{2} + \frac{0,352 + 0,298}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{17} + \left(\frac{0,298 + 0,231}{2} + \frac{0,231 + 0,178}{2} + \right. \\
 & \left. + \frac{0,178 + 0,139}{2} + \frac{0,139 + 0,114}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{32} \left(\frac{0,114 + 0,096}{2} + \frac{0,096 + 0,081}{2} + \right. \\
 & + \frac{0,081 + 0,071}{2} + \frac{0,071 + 0,064}{2} + \frac{0,064 + 0,058}{2} \left. \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,4}{30} \left(\frac{0,058 + 0,053}{2} + \frac{0,053 + 0,048}{2} + \right. \\
 & + \frac{0,048 + 0,045}{2} + \frac{0,045 + 0,041}{2} + \frac{0,041 + 0,038}{2} + \\
 & + \frac{0,038 + 0,036}{2} + \frac{0,036 + 0,034}{2} + \frac{0,034 + 0,03}{2} \left. \right) = \\
 = & 0,0146 + 0,0142 + 0,004 + 0,0036 = 0,0364 \text{ м} = 3,6 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

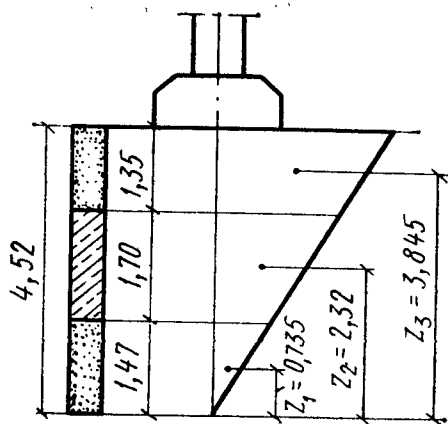


Рис. 2.23. К примеру 2.20

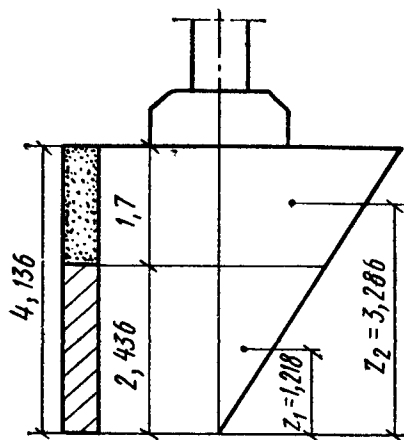


Рис. 2.24. К примеру 2.21

Итак, суммарная осадка первого фундамента $s_2 = 3,6 \text{ см} > s_1 = 3,1 \text{ см}$, т. е. первый фундамент испытывает дополнительную осадку под влиянием рядом расположенного фундамента. Однако основное условие расчета по второй группе предельных состояний по-прежнему выполняется: $s_2 = 3,6 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}$.

Пример 2.20. Определить методом эквивалентного слоя осадку ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.17. Дополнительное давление по подошве фундамента $p_d = 0,25 \text{ МПа}$, ширина подошвы фундамента $b = 1 \text{ м}$.

Решение. В основании фундамента преобладают пески, поэтому по табл. IV.3 при $\nu = 0,2$ определяем при соотношении $l/b > 10$ коэффициент эквивалентного слоя $A\omega = 2,26$.

Найдем по формуле (2.18) мощность эквивалентного слоя: $h_a = 2,26 \cdot 1 = 2,26 \text{ м}$.

Высота сжимаемой толщи, влияющая на осадку фундамента, для слоистого основания составит: $H = 2 \cdot 2,26 = 4,52 \text{ м}$.

Найдем значение коэффициентов относительной сжимаемости для каждого слоя грунта сжимаемой толщи (рис. 2.23), воспользовавшись данными примера 2.1 (см. табл. 2.2):

для первого слоя $a_{01} = 0,0493 \text{ 1/МПа}$;

для второго слоя $a_{02} = 0,0435 \text{ 1/МПа}$;

для третьего слоя $a_{03} = 0,0231 \text{ 1/МПа}$.

Определим средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (2.19):

$$a_{от} = \frac{1,35 \cdot 0,0493 \cdot 3,845 + 1,7 \cdot 0,0435 \cdot 2,32 + 1,47 \cdot 0,0231 \cdot 0,735}{2 \cdot 2,26^2} = 0,0443 \text{ 1/МПа}.$$

Тогда средняя осадка фундамента по формуле (2.17) составит:

$$s = 2,26 \cdot 0,0443 \cdot 0,250 = 0,0251 \text{ м} = 2,5 \text{ см},$$

что удовлетворяет требованиям расчета по второй группе предельных состояний: $s = 2,5 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}$.

Пример 2.21. Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента под колонну каркасного здания. Дополнительное давление под подошвой фундамента $p_d = 0,488 \text{ МПа}$. Размеры подошвы

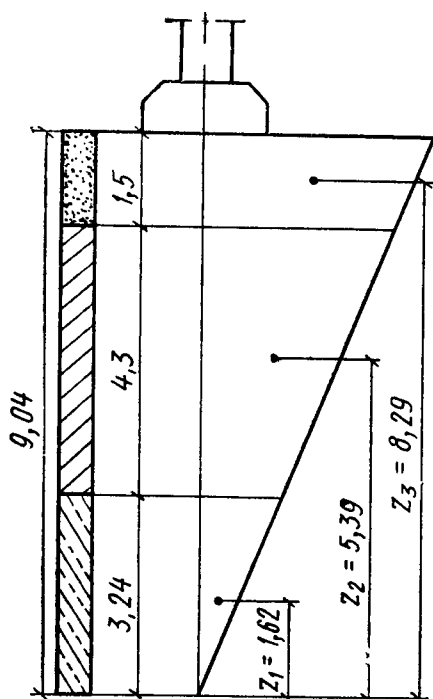


Рис. 2.25. К примеру 2.22

фундамента $b \times l = 2,2 \times 2,2$ м, глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,2$ м. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. В основании фундамента залегают песок, суглинок и глина в тугопластичном и полутвердом состоянии, поэтому при соотношении сторон $n = 1$ и $\nu = 0,2$ по табл. IV.3 определяем коэффициент эквивалентного слоя $A\omega = 0,94$.

По формуле (2.18) находим мощность эквивалентного слоя $h_э = 2,2 \cdot 0,94 = 2,068$ м.

Толща грунта, влияющего на осадку, составит: $H = 2 \cdot 2,068 = 4,136$ м.

Найдем значение коэффициентов относительной сжимаемости

для каждого слоя грунта сжимаемой толщи (рис. 2.24), воспользовавшись данными примера 2.2 (см. табл. 2.2):

для первого слоя $a_{01} = 0,0296$ 1/МПа;

» второго слоя $a_{02} = 0,0517$ 1/МПа.

Найдем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (2.19):

$$a_{от} = \frac{1,7 \cdot 0,0296 \cdot 3,286 + 2,436 \cdot 0,0517 \cdot 1,218}{2,2 \cdot 0,068^2} = 0,0372 \text{ 1/МПа.}$$

Тогда средняя осадка фундамента по формуле (2.17) составит:

$$s = 2,068 \cdot 0,0372 \cdot 0,488 = 0,0375 \text{ м} = 3,8 \text{ см.}$$

Пример 2.22. Определить методом эквивалентного слоя осадку ленточного фундамента шириной $b = 2,0$ м; глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,4$ м. Дополнительное давление под подошвой фундамента $p_d = 0,35$ МПа. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. В основании фундамента залегают песок, суглинок и глина, поэтому при соотношении сторон для ленточного фундамента $n > 10$ и $\nu = 0,2$ по табл. IV.3 определим коэффициент эквивалентного слоя $A\omega = 2,26$.

Мощность эквивалентного слоя по формуле (2.18): $h_э = 2 \cdot 2,26 = 4,52$ м.

Толща грунта, влияющего на осадку, составит $H = 2 \cdot 4,52 = 9,04$ м.

Найдем значение коэффициентов относительной сжимаемости для каждого слоя грунта сжимаемой толщи (рис. 2.25), воспользовавшись данными примера 2.2:

для первого слоя $a_{01} = 0,0296$ 1/МПа;

» второго слоя $a_{02}=0,0517$ 1/МПа;

» третьего слоя $a_{03}=0,021$ 1/МПа.

Найдем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (2.19):

$$a_{от} = \frac{1,5 \cdot 0,0296 \cdot 8,29 + 4,3 \cdot 0,0517 \cdot 5,39 + 3,24 \cdot 0,021 \cdot 1,62}{2 \cdot 4,52^2} = 0,041 \text{ 1/МПа.}$$

Средняя осадка фундамента по формуле (2.17) составит:

$$s = 4,52 \cdot 0,041 \cdot 0,35 = 0,0649 \text{ м} = 6,5 \text{ см.}$$

§ 13. Определение затухания осадки во времени

Пример 2.23. Определить затухание осадки во времени для ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.20. Конечная осадка фундамента $s=2,5$ см. Коэффициенты фильтрации грунтов основания приведены в примере 2.1 (см. табл. 2.2).

Решение. Расчетная схема соответствует случаю, когда коэффициенты фильтрации грунтов сжимаемой толщи подчиняются зависимости $k_{ф1} > k_{ф2} < k_{ф3}$ (см. табл. 2.2), т.е. наблюдается двухсторонняя фильтрация воды. Следовательно, при данной расчетной схеме путь фильтрации воды составит $h=0,5$ $H=0,5 \cdot 4,52=2,26$ м, и задача сводится к случаю 1 (см. табл. 2.1).

Воспользовавшись расчетной схемой, показанной на рис. 2.23, найдем средний коэффициент фильтрации по формуле (2.23):

$$k_{ф} = \frac{1,35 + 1,7 + 1,47}{1,35/7 \cdot 10^{-9} + 1,7/2 \cdot 10^{-11} + 1,47/8 \cdot 10^{-9}} = 5,29 \cdot 10^{-11} \text{ м/с.}$$

Определим коэффициент консолидации по формуле (2.22), имея в виду что средний коэффициент относительной сжимаемости $a_{от}$ был найден в примере 2.21 и составил 0,0443 1/МПа:

$$c_v = \frac{5,29 \cdot 10^{-11}}{0,0443 \cdot 10^{-6} \cdot 10^4} = 1,19 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с.}$$

Изменив единицу измерения коэффициента консолидации, получим

$$c_v = 1,19 \cdot 10^{-7} \cdot 10^4 \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 3,749 \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{год.}$$

По формуле (2.21) найдем значение показателя T :

$$T = \frac{4 \cdot 226^2}{3,14^2 \cdot 3,749 \cdot 10^4} = 0,552 \text{ год.}$$

Вычисления представим в табличной форме (табл. 2.10), пользуясь данными табл. 2.1 (схема 1).

Используя полученные данные, построим зависимость осадки от времени (рис. 2.26).

Т а б л и ц а 2.10. К примеру 2.23

u	K_t	$t = TK_t$, годы	$s_t = us$, см
0,1	0,02	0,011	0,25
0,2	0,08	0,044	0,50
0,3	0,17	0,094	0,75
0,4	0,31	0,171	1,00
0,5	0,49	0,27	1,26
0,6	0,71	0,39	1,51
0,7	1,0	0,552	1,76
0,8	1,4	0,773	2,01
0,9	2,09	1,15	2,26
0,95	2,8	1,54	2,38

Пример 2.24. Определить затухание осадки во времени для фундамента под колонну, рассмотренного в примере 2.21. Конечная осадка фундамента равна $s=3,8$ см. Грунтовые условия строительной зоны $h=H=4,136$ м, ранее найденной в примере 2.21.

Решение. Расчетная схема при расчете затухания осадки во времени соответствует случаю, когда водопроницаемость грунтов с увеличением глубины уменьшается, т.е. $k_{\phi 1} > k_{\phi 2} > k_{\phi 3}$ (см. табл. 2.2), что соответствует схеме 3 в табл. 2.1.

Путь фильтрации воды в данном случае равен мощности активной зоны $h=H=4,136$ м, ранее найденной в примере 2.21.

Воспользовавшись расчетной схемой, показанной на рис. 2.24, по формуле (2.23) найдем средний коэффициент фильтрации:

$$k_{\phi} = \frac{1,7 + 2,436}{1,7/8 \cdot 10^{-9} + 2,436/5 \cdot 10^{-10}} = 8,13 \cdot 10^{-10} \text{ м/с.}$$

Определим коэффициент консолидации по формуле (2.22), имея в виду что средний коэффициент относительной сжимаемости $a_{от}$ был найден в примере 2.21 и составил $0,0372$ 1/МПа.

$$c_v = \frac{8,13 \cdot 10^{-10}}{0,0372 \cdot 10^{-6} \cdot 1 \cdot 10^4} = 2,18 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с.}$$

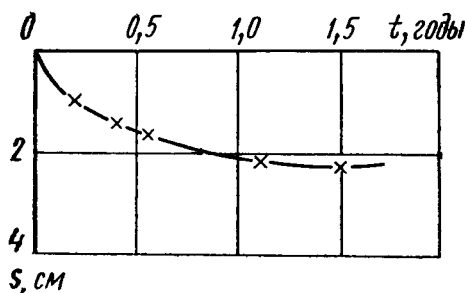


Рис. 2.26. К примеру 2.23

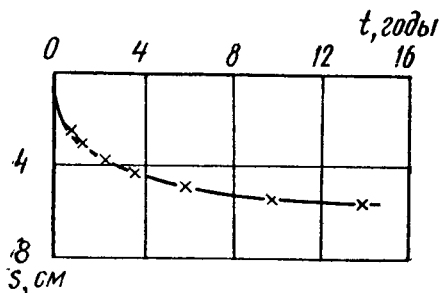


Рис. 2.27. К примеру 2.24

Т а б л и ц а 2.11. К примеру 2.24

u	K_t	$t = TK_t$, годы	$s_t = us$, см
0,1	0,005	0,0005	0,38
0,2	0,02	0,002	0,75
0,3	0,06	0,0061	1,12
0,4	0,13	0,013	1,5
0,5	0,24	0,024	1,88
0,6	0,42	0,042	2,25
0,7	0,69	0,07	2,63
0,8	1,08	0,11	3
0,9	1,77	0,179	3,38
0,95	2,54	0,26	3,56

Изменив единицу измерения коэффициента консолидации, получим

$$c_v = 2,18 \cdot 10^{-6} \cdot 10^4 \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 6,87 \cdot 10^5 \text{ см}^2/\text{год}.$$

По формуле (2.21) найдем значение показателя T :

$$T = \frac{4 \cdot 413,6^2}{3,14^2 \cdot 6,87 \cdot 10^5} = 0,101 \text{ год}.$$

Вычисление затухания осадки во времени представим в табличной форме (табл. 2.11), пользуясь данными табл. 2.1 (схема 3).

По результатам вычислений построим зависимость осадки от времени (рис. 2.27).

Пример 2.25. Определить затухание осадки во времени для ленточного фундамента, рассмотренного в примере 2.22. Конечная осадка фундамента равна $s=6,5$ см. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Расчетная схема при расчете затухания осадки во времени соответствует случаю, когда водопроницаемость грунтов с увеличением глубины уменьшается, т.е. $k_{\phi 1} > k_{\phi 2} > k_{\phi 3}$ (см. табл. 2.2), что соответствует схеме 3 в табл. 2.1.

Путь фильтрации воды равен мощности активной зоны $h=H=9,04$ м.

Используя расчетную схему (см. рис. 2.25), по формуле (2.23) определим средний коэффициент фильтрации:

$$k_{\phi} = \frac{1,5 + 4,3 + 3,24}{1,5/8 \cdot 10^{-9} + 4,3/5 \cdot 10^{-10} + 3,24/3 \cdot 10^{-11}} = 7,74 \cdot 10^{-11} \text{ м/с}.$$

Найдем коэффициент консолидации по формуле (2.22), имея в виду что средний коэффициент относительной сжимаемости $a_{от}$ был найден в примере 2.22 и составил $0,041$ 1/МПа:

$$c_v = \frac{7,74 \cdot 10^{-11}}{0,041 \cdot 10^{-6} \cdot 1 \cdot 10^4} = 1,89 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}.$$

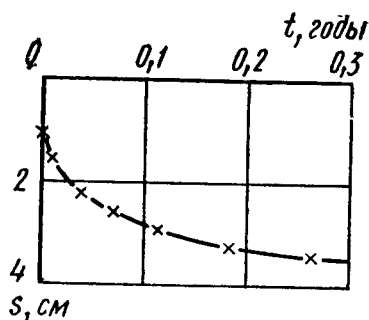


Рис. 2.28. К примеру 2.25

Изменив единицу измерения коэффициента консолидации, получим

$$c_v = 1,87 \cdot 10^{-7} \cdot 10^4 \cdot 3,15 \cdot 10^7 = 5,95 \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{год}.$$

По формуле (2.21) найдем значение показателя T :

$$T = \frac{4 \cdot 904^2}{3,14^2 \cdot 5,95 \cdot 10^4} = 5,57 \text{ года}.$$

Вычисление затухания осадки во времени представим в табличной форме (табл. 2.12), пользуясь данными табл. 2.1 (схема 3).

По результатам вычислений строим зависимость осадки от времени (рис. 2.28).

Т а б л и ц а 2.12. К примеру 2.25

u	K_t	$t = T K_t$, годы	$s_t = u s$, см
0,1	0,005	0,028	0,65
0,2	0,02	0,111	1,29
0,3	0,06	0,334	1,95
0,4	0,13	0,724	2,6
0,5	0,24	1,34	3,25
0,6	0,42	2,34	3,89
0,7	0,69	3,84	4,54
0,8	1,08	6,01	5,19
0,9	1,77	9,86	5,84
0,95	2,54	14,1	6,17

ГЛАВА 3. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

§ 14. Общие сведения

В ряде случаев в верхней части основания возводимого здания и сооружения может находиться относительно слабый слой грунта, поэтому возникает необходимость в передаче давления от сооружения на более плотные грунты, залегающие на некоторой глубине. В этих случаях часто устраивают фундаменты из свай, которые способны воспринимать большие нагрузки по сравнению с фундаментами неглубокого заложения и, кроме того, иногда являются более экономичными, так как при их возведении объем трудоемких земляных работ уменьшает-

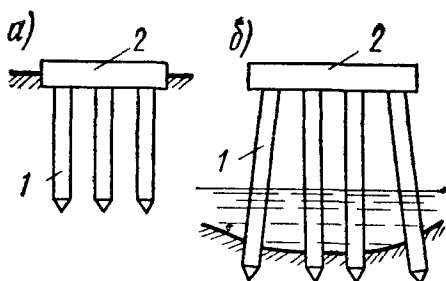


Рис. 3.1. Конструкции свайных ростверков

a — низкий; *б* — высокий; 1 — свая; 2 — ростверк

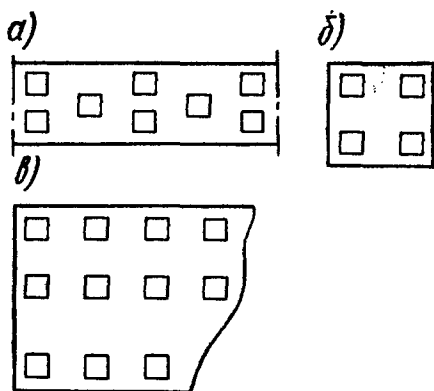


Рис. 3.2. Виды свайных фундаментов

a — ленточный; *б* — свайный куст; *в* — свайное поле

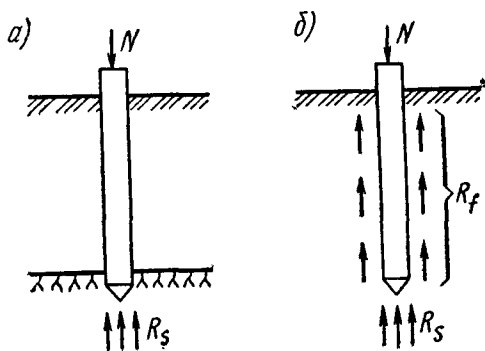


Рис. 3.3. Свай-стойки (*a*) и свай-трения, висячие (*б*)

ся. В настоящее время свайные фундаменты очень широко применяют для зданий и сооружений, имеющих девять этажей и более.

Сваями называются относительно длинные стержни, погружаемые в грунт в готовом виде или изготовляемые в грунте в вертикальном или наклонном положении.

Свайной конструкцией (фундаментом) называется группа свай, объединенная поверху специальными плитами или балками, называемыми ростверками. Ростверки бывают низкие (рис. 3.1, *a*) и высокие (рис. 3.1, *б*). Низкий ростверк обычно располагается ниже поверхности грунта и может передавать часть вертикального давления на грунт основания.

В практике современного строительства в зависимости от конструктивных особенностей здания, интенсивности и характера внешней нагрузки используют следующие виды свайных фундаментов: одиночные сваи, применяемые для легких сооружений, когда нагрузку от колонны здания воспринимает одна свая; ленточные фундаменты (рис. 3.2, *a*), используемые под стены зданий и других протяженных конструкций, при этом размещение

свай может быть однорядным и многорядным; свайные кусты (рис. 3.2, б), возводимые под отдельные конструкции (обычно колонны каркасных зданий), сплошное свайное поле под тяжелые сооружения (рис. 3.2, в).

По способу передачи давления от сооружения на основание различают сваи-стойки и сваи трения (висячие сваи).

Сваи-стойки (рис. 3.3, а) передают нагрузку на несжимаемые горные породы (обычно скальные), поэтому силы трения по боковой поверхности практически не возникают и их несущая способность зависит только от несущей способности грунта под острием сваи:

$$\Phi = R_s. \quad (3.1)$$

Сваи трения (висячие — рис. 3.3, б) окружены со всех сторон сжимаемыми грунтами, и нагрузка на основание передается как за счет сил трения по боковой поверхности сваи R_f , так и за счет сопротивления грунта под нижним концом сваи R_s . Несущая способность таких свай определяется выражением

$$\Phi = R_f + R_s. \quad (3.2)$$

Существует несколько способов погружения свай в грунт: забивка с помощью паровых молотов и дизель-молотов, задавливание статической нагрузкой, погружение вибраторами, завинчивание с помощью специальных кабестанов, а также путем подмыва струями воды.

В настоящее время в практике современного строительства применяют сваи из различных материалов, в частности деревянные, железобетонные, металлические и комбинированные. Наибольшее распространение получили сборные железобетонные сваи (рис. 3.4, а), изготавливаемые промышленностью строительных материалов. Они могут иметь квадратное (рис. 3.4, б), квадратное с круглой полостью (рис. 3.4, в) и полое круглое (рис. 3.4, г) сечения.

Квадратные сваи имеют размеры поперечного сечения от $0,2 \times 0,2$ до $0,4 \times 0,4$ м и длину 3—20 м. При необходимости получения свай большей длины их стыкуют из нескольких элементов, при этом стык выполняют сварным или на болтах, для чего по торцам свай устанавливают закладные элементы.

Круглые пустотелые сваи выпускают с наружным диаметром 0,3—0,8 м, длиной 4—12 м и толщиной стенок

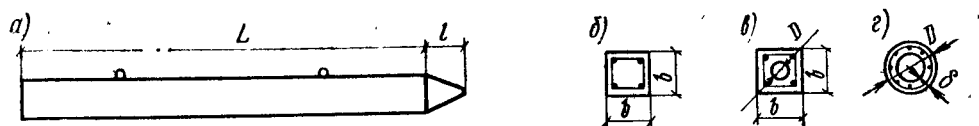


Рис. 3.4. Конструкция железобетонных свай

a — стандартная свая; *б* — свая с квадратным поперечным сечением; *в* — то же, с круглой полостью; *г* — свая с полым круглым сечением

80—100 мм. Из этих свай также можно конструировать составные сваи.

Круглые полые сваи диаметром 1—3 м, называемые сваями-оболочками, выпускают длиной 6—12 м и толщиной стенок 120 мм.

Для расчета и проектирования свайных фундаментов необходимо знать несущую способность одиночной сваи. Несущая способность сваи определяется из условий работы материала, из которого она изготовлена, и грунта, в который она погружена. Для определения несущей способности свай по грунту существует несколько способов: практический, расчет по формулам и таблицам, динамический, статического зондирования и по данным испытания статической нагрузкой.

По несущей способности грунта основания сваи рассчитывают по формуле:

$$N \leq \Phi / \gamma_g = F, \quad (3.3)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю; Φ — расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, в дальнейшем называемая для краткости несущей способностью сваи; γ_g — коэффициент надежности (при определении несущей способности сваи расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний, выполненных без учета упругих деформаций грунта, $\gamma_g = 1,4$; при ее определении по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, статического зондирования, а также по результатам динамических испытаний, выполненных с учетом упругих деформаций грунта $\gamma_g = 1,25$); F — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Свайные фундаменты и сваи, рассчитываемые по предельным состояниям второй группы (по деформациям), должны удовлетворять условию (1.27).

Несущую способность сваи-стойки по грунту определяют по формуле

$$\Phi = \gamma_c RA, \quad (3.4)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1; A — площадь опирания сваи на грунт; R — расчетное сопротивление сжатию грунта или скальной породы под нижним концом сваи, на-

значаемое для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные породы, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и глинистые грунты твердой консистенции, равным 20 МПа; для свай-оболочек, заполненных бетоном, и для свай-столбов, заделанных в неветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяемое по формуле

$$R = \frac{R_{нсж}}{\gamma_g} (h_3/d_3 + 1,5), \quad (3.5)$$

здесь $R_{нсж}$ — нормативное временное сопротивление скального грунта сжатию в водонасыщенном состоянии; γ_g — коэффициент надежности по грунту, равный 1,4; h_3 — расчетная глубина заделки свай в грунт; d_3 — наружный диаметр свай, заделанной в грунт.

Несущая способность свай по грунту определяется двумя составляющими: первая зависит от сопротивления грунта под нижним концом свай, а вторая — от сопротивления грунта по ее боковой поверхности:

$$\Phi = \gamma_c (\gamma_{сR} RA + u \sum \gamma_{сfi} f_i l_i), \quad (3.6)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте, равный 1; $\gamma_{сR}$ и $\gamma_{сfi}$ — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом свай и по ее боковой поверхности; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай; A — площадь опирания свай на грунт, принимаемая по площади поперечного сечения свай; u — наружный периметр поперечного сечения свай; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности свай; l_i — толщина i -го слоя грунта, прорезываемого свай.

Расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную сваю по материалу, определяют по формуле

$$N = \gamma_c (\gamma_{сb} R_b A_b + R_{сa} A_s), \quad (3.7)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для свай, изготовляемых в грунте, равным 0,6; для остальных — 1; $\gamma_{сb}$ — коэффициент условий работы бетона; R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию; A_b — площадь поперечного сечения бетонной свай; $R_{сa}$ — расчетное сопротивление арматуры сжатию; A_s — площадь арматуры.

Вычисленная по формулам несущая способность свай в некоторых случаях может существенно отличаться от их несущей способности в реальных условиях строительной площадки, поэтому непосредственно на строительной площадке несущую способность свай проверяют по данным испытаний динамической нагрузкой, статическим зондированием или статической нагрузкой.

Динамический метод основан на зависимости между расчетным отказом (осадкой в результате одного удара молота), измеряемым на строительной площадке, и энер-

гией удара. Предельное сопротивление свай при забивке находят по формуле

$$\Phi_{\text{пр}} = \frac{nAQ}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4\mathcal{E}_p}{nAe_{\Phi}} \frac{M_{\text{п}} + \varepsilon^2(m + m_1)}{M_{\text{п}} + m + m_1}} - 1 \right], \quad (3.8)$$

где n —коэффициент, принимаемый для железобетонной свай равным 1500 кН/м²; A —площадь поперечного сечения свай; Q —коэффициент, принимаемый равным: при забивке свай молотами ударного действия — 1; при вибропогружении — в зависимости от вида грунта: при гравийном с песчаным заполнителем — 1,3; при песках средней крупности и крупных средней плотности и твердых супесях — 1,2; песках мелких средней плотности — 1,1; песках пылеватых средней плотности — 1,0; супесях пластичных, суглинках и твердых глинах — 0,9; суглинках и полутвердых глинах — 0,8; суглинках и тугопластичных глинах — 0,7; $\mathcal{E}_p$ —расчетная энергия удара молота, принимаемая равной: для молота подвесного или одиночного действия 10 ГН; для трубчатого дизель-молота 9 ГН, для штангового дизель-молота 4 ГН, для дизель-молота при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива 10 Г (Н—h) (здесь G —масса ударной части молота; H —высота падения ударной части молота; h —высота первого отскока ударной части, равная для штанговых молотов 0,6 м и для трубчатых 0,4 м), или расчетная энергия вибропогружателя, Дж, принимаемая равной при возмущающей силе вибропогружателя, кН: 100—45; 200—90; 300—130; 400—175; 500—220; 600—265; 700—310 и 800—350; $M_{\text{п}}$ —полная масса молота или вибропогружателя; ε —коэффициент восстановления удара (при забивке свай $\varepsilon^2 = 0,2$, при вибропогружении $\varepsilon^2 = 0$); m —масса свай и наголовника; m_1 —масса подбабка (при вибропогружении $m_1 = 0$); e_{Φ} —фактический остаточный отказ от одного удара молота, а при вибропогружении — от работы вибропогружателя в течение 1 мин.

Расчетная несущая способность свай по результатам динамических испытаний и испытаний статической нагрузкой:

$$\Phi_{\text{пр}} = \gamma_c \frac{\Phi_{\text{пр}}}{\gamma_g}, \quad (3.9)$$

где γ_c —коэффициент условий работы, принимаемый равным: при вдавливающих или горизонтальных нагрузках — 1; при выдергивающих нагрузках на глубине погружения свай в грунт 4 м и более — 0,8; γ_g —коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1.

Определение несущей способности свай с помощью испытания статической нагрузкой заключается в постепенном загрузении аналога возводимой свай возрастающей нагрузкой, прикладываемой с помощью гидравлических домкратов, платформ с тарированным грузом и т. п. По результатам испытания строят графическую зависимость осадки от нагрузки, с помощью которой находят нагрузку, соответствующую непрерывному погружению свай без затухания, принимая ее равной предельной

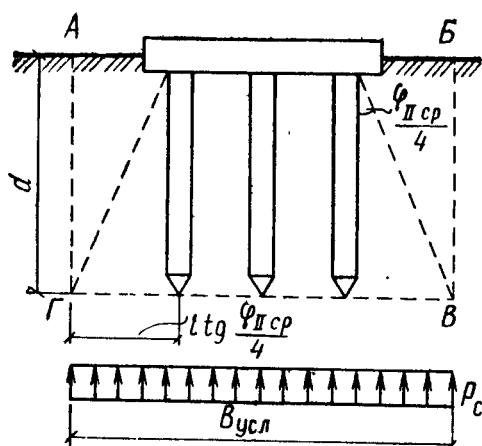


Рис. 3.5. Расчетная схема свайного фундамента из висячих свай

несущей способности свай. Если же эта зависимость не является ярко выраженной, то полагают, что для свайных фундаментов, за исключением фундаментов под мосты, предельная несущая способность испытываемой сваи соответствует вдавливающей нагрузке, при которой эта свая получает осадку Δ . Величина Δ равна некоторой доле средней предельно допустимой осадки возводимого сооружения s_u :

$$\Delta = \xi s_u, \quad (3.10)$$

ξ — переходной коэффициент, принимаемый равным 0,2.

Если осадка Δ , вычисленная по формуле (3.10), окажется > 40 мм, то за значение предельного сопротивления сваи $\Phi_{пр}$ следует принимать нагрузку, соответствующую осадке в 40 мм.

При проектировании свайных фундаментов, состоящих из свай-стоек, их несущая способность определяется суммой несущих способностей отдельных свай по грунту или материалу (выбирают наименьшую несущую способность). Этот расчет соответствует требованиям расчета по первой группе предельных состояний. Расчет по второй группе предельных состояний не производится, поскольку сваи-стойки погружаются до практически несжимаемых грунтов.

При проектировании свайного фундамента из висячих свай его условно заменяют массивным жестким фундаментом, контур которого $AB\Gamma$ ограничен размерами ростверка, свай и некоторым объемом окружающего грунта (рис. 3.5). При расчете предполагают, что нагрузка передается на грунт, залегающий непосредственно под плоскостью, проходящей через нижние концы свай.

При расчете свайных фундаментов из висячих свай должны выполняться требования расчета по второй группе предельных состояний, т. е. среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта R , определяемого по

формуле (2.3), а осадки не должны превышать допустимых, вычисляемых по формуле (1.27). При центрально приложенной нагрузке среднее давление под подошвой условного фундамента определяется из выражения

$$p_{\text{ср}} = \frac{n(N + G_1 + G_2 + G_3)}{A_{\text{усл}}} \leq R, \quad (3.11)$$

где n — коэффициент надежности, принимаемый равным 1; N — нагрузка от сооружения на уровне спланированной отметки земли; G_1 — вес свай; G_2 — вес грунта в объеме $ABBF$; G_3 — вес ростверка; $A_{\text{усл}}$ — площадь условного фундамента, определяемая с помощью осредненного угла внутреннего трения ($\varphi_{\text{II ср}}$) грунтов, прорезываемых свай:

$$\varphi_{\text{II ср}} = \frac{\varphi_{\text{II1}} l_1 + \varphi_{\text{II2}} l_2 + \dots + \varphi_{\text{II}n} l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (3.12)$$

здесь $\varphi_{\text{II}n}$ — угол внутреннего трения n -го слоя грунта; l_n — мощность n -го слоя грунта.

При проектировании свайных фундаментов необходимо соблюдать следующие конструктивные требования: расстояние между осями свай должно быть в пределах $3 \div 6 b$ (b — ширина квадратной сваи или диаметр круглой); расстояние в свету между стволами свай-оболочек должно быть не менее 1 м; минимальное расстояние между осями свай-стоек — $1,5 b$; расстояние от края ростверка до внешней стороны сваи при свободном ее закреплении в ростверк принимается при размещении свай: однорядном — не менее $0,2 b + 5$ см; двух- и трехрядном — $0,3 b + 5$ см и при большем числе рядов — $0,4 b + 5$ см.

Ростверки выполняют из монолитного или сборного железобетона. Высота ростверка назначается согласно расчету на продавливание в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций по формуле

$$h_p = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{b^2 + \frac{N}{kR_{bt}}}, \quad (3.13)$$

где b — ширина или диаметр свай; N — усилие, приходящееся на одну сваю; k — коэффициент, принимаемый равным 1; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

Обычно по конструктивным соображениям $h_p \geq h_0 + 0,25$ м, но не менее 30 см (h_0 — величина заделки сваи в ростверк, принимаемая не менее 5 см).

Расчет и проектирование свайных фундаментов осуществляют в такой последовательности:

1. Рассчитывают нагрузки на уровне спланированной отметки земли.

2. Назначают глубину заложения подошвы ростверка.

3. Выбирают тип, вид и назначают предварительные размеры свай.

4. Определяют несущую способность свай по грунту и материалу.

5. Рассчитывают требуемое число свай в фундаменте по формуле

$$n = \gamma_g N / \Phi, \quad (3.14)$$

где γ_g — коэффициент надежности, равный 1,4; Φ — наименьшая несущая способность одной сваи.

6. Размещают сваи в плане и устраивают ростверк.

7. Уточняют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю, по формуле

$$F = (N + G_{гр} + G_3) / n. \quad (3.15)$$

8. Определяют среднее давление по подошве условного фундамента и сопоставляют его с расчетным сопротивлением.

9. Находят осадку фундамента и сравнивают ее с предельно допустимой.

10. Уточняют конструкцию фундамента по результатам расчета.

11. Выбирают оборудование для погружения свай.

§ 15. Определение несущей способности свай

Пример 3.1. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную висячую сваю по грунту. Марка свай С4,5-30. Длина свай $L=4,5$ м, ширина $b=0,3$ м, длина острия $l=0,25$ м. Грунт основания песок средней плотности, средней крупности мощностью слоя 4,5 м. Свая забита с помощью дизель-молота до глубины 4 м (рис. 3.6).

Решение. По табл. VI.3 прил. VI определяем значение коэффициентов $\gamma_{cr}=1$ и $\gamma_{cf}=1$. Площадь поперечного сечения свай $A=b \times b=0,09$ м². Периметр поперечного сечения свай $u=0,3 \cdot 4=1,2$ м. По табл. VI.1 для песка средней плотности, средней крупности при глубине погружения свай 4 м находим $R=3,2$ МПа.

Для определения расчетной силы трения по боковой поверхности пласт грунта, прорезываемый свайей, делим на слои высотой не более 2 м.

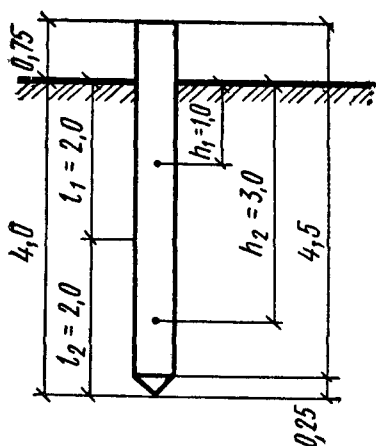


Рис. 3.6. К примеру 3.1

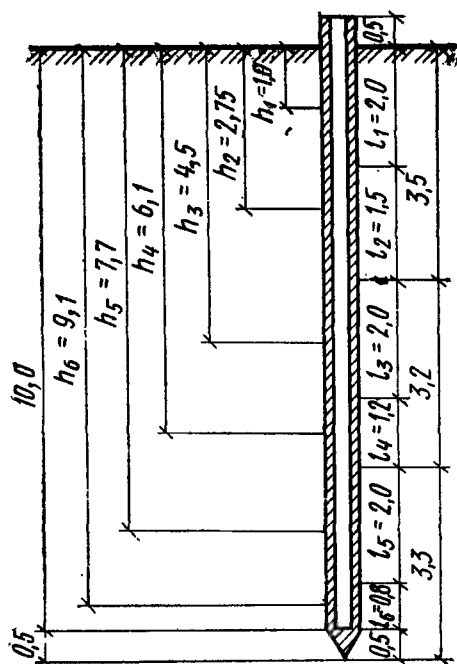


Рис. 3.7. К примеру 3.2

По табл. VI.2 при средней глубине первого слоя грунта $h_1 = 1$ м для песка второго слоя средней плотности, средней крупности определяем $f_1 = 0,035$, а для третьего слоя при средней глубине $h_2 = 2 + 1 = 3$ м, $f_2 = 0,048$.

По формуле (3.6) находим несущую способность висячей сваи:

$$\Phi = 1 [1,0 \cdot 3,2 \cdot 0,09 + 1,2 (1,0 \cdot 0,035 \cdot 2 + 1,0 \cdot 0,048 \cdot 2)] = 0,504 \text{ МН.}$$

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3):

$$F = 0,504 / 1,4 = 0,36 \text{ МН.}$$

Пример 3.2. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на висячую полую круглую сваю марки СК10-50Н. Длина сваи $L = 10$ м, диаметр сваи $D = 0,5$ м, длина острия $l = 0,5$ м. С отметки поверхности земли залегает суглинок с показателем текучести $J_L = 0,3$, мощностью 3,5 м; ниже — супесь с показателем текучести $J_L = 0,4$, мощностью 3,2 м, подстилаемая слоем глины с показателем текучести $J_L = 0,5$, мощностью 4,5 м. Свая погружена в грунт с помощью вибратора на глубину 10 м (рис. 3.7).

Решение. Нижний конец сваи находится в слое глины, поэтому по табл. VI.3 для глины с показателем текучести $J_L = 0,5$ при погружении сваи вибрированием находим коэффициент условий работы грунта под острием сваи $\gamma_{cR} = 0,7$.

Площадь поперечного сечения сваи $A = 3,14 \cdot 0,5^2 / 4 = 0,196 \text{ м}^2$. Периметр сваи $u = 3,14 \cdot 0,5 = 1,57 \text{ м}$.

Сопротивление грунта R под острием сваи по табл. VI.1 при глубине погружения сваи 10 м и показателе текучести грунта $J_L = 0,5$ равно 1,5 МПа.

Для определения сопротивления грунта по боковой поверхности сваи каждый пласт грунта разобьем на слои высотой не более 2 м.

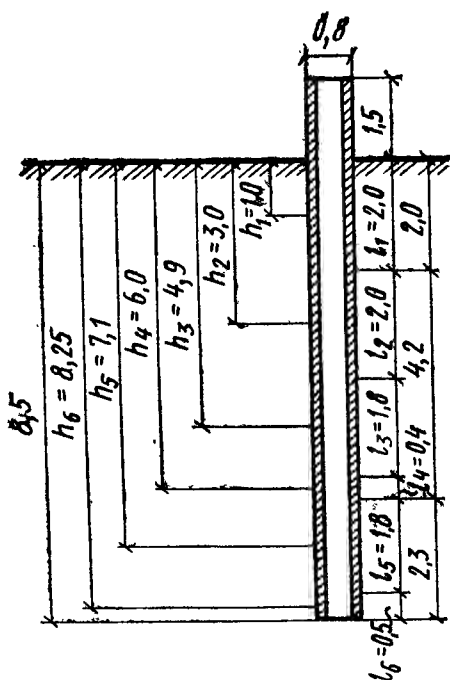


Рис. 3.8. К примеру 3.3

Пласт суглинка разобьем на два слоя высотой $l_1=2$ м и $l_2=1,5$ м при средней глубине залегания слоев соответственно $h_1=1$ м и $h_2=2,75$ м (см. рис. 3.7).

Определяем расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности свай по табл. VI.2. При показателе текучести суглинка $J_L=0,3$ и $h_1=1$ м $f_1=0,023$ МПа, а при $J_L=0,3$ и $h_2=2,75$, интерполируя, находим $f_2=0,03375$ МПа.

По табл. VI.3 для суглинка с показателем текучести $J_L=0,3$ при вибропогружении, интерполируя, найдем коэффициент условий работы первого пласта грунта по боковой поверхности свай $\gamma_{cf1}=0,94$.

Пласт супеси разобьем на два слоя высотой $l_3=2$ м и $l_4=1,2$ м

и по табл. VI.2 для супеси при показателе текучести $J_L=0,4$ и средней глубине расположения слоя $h_3=4,5$ м находим $f_3=0,028$ МПа, для четвертого слоя при том же показателе текучести и глубине слоя $h_4=6,1$ м, интерполируя, находим $f_4=0,0311$ МПа.

По табл. VI.3 для супеси с показателем текучести $J_L=0,4$, интерполируя, находим для второго пласта грунта $\gamma_{cf2}=0,92$.

Пласт глины также разобьем на два слоя высотой $l_5=2$ м и $l_6=0,8$ м, и по табл. VI.2 при показателе текучести $J_L=0,5$ и средней глубине слоя $h_5=7,7$ м, интерполируя, находим $f_5=0,02585$ МПа, и, наконец, для последнего шестого слоя при $h_6=9,1$ м определяем $f_6=0,02655$ МПа.

По табл. VI.3 для глины с показателем текучести $J_L=0,5$ находим значение коэффициента $\gamma_{cf3}=0,9$.

По формуле (3.6) определяем несущую способность свай:

$$\Phi = 1 [0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,196 + 1,57 (0,94 \cdot 0,023 \cdot 2 + 0,94 \cdot 0,03375 \cdot 1,5 + 0,92 \cdot 0,028 \cdot 2 + 0,92 \cdot 0,0311 \cdot 1,2 + 0,9 \cdot 0,02585 \cdot 2 + 0,9 \cdot 0,02655 \cdot 0,8)] = 0,586 \text{ МН.}$$

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3)

$$F = 0,586 / 1,4 = 0,419 \text{ МН.}$$

Пример 3.3. Определить расчетную нагрузку на висячую полую круглую железобетонную сваю без острия марки СК10-80. Длина свай $L=10$ м, диаметр свай $D=0,8$ м, толщина стенок свай $\delta=0,1$ м. С отметки поверхности земли залегает песок средней плотности, мелкий, мощностью 2 м; ниже — супесь с показателем текучести $J_L=0,2$, мощностью 4,2 м, подстилаемая слоем песка средней плотности, средней крупности, мощностью 4,5 м. Свая забита с помощью дизель-молота на глубину 8,5 м (рис. 3.8).

Решение. Нижний конец свай опирается на песок средней плотности, средней крупности. По табл. VI.3 для полых свай, погру-

жаемой с помощью дизель-молота, находим коэффициент условий работы грунта под острием сваи при диаметре полости $d = D - 2\delta = 0,8 - 2 \cdot 0,1 = 0,6 > 0,4$ м, $\gamma_{cr} = 0,7$. Площадь поперечного сечения сваи $A = 3,14 \cdot 0,8^2 / 4 = 0,503$ м². Периметр сваи $u = 3,14 \cdot 0,8 = 2,513$ м. Сопротивление грунта R под нижним концом сваи по табл. VI.1 для песка средней плотности, средней крупности при глубине погружения сваи 8,5 м составляет 3,85 МПа.

Для определения сопротивления грунта по боковой поверхности сваи толщу грунта, прорезаемого свайей, разобьем на слои высотой не более 2 м.

Для первого слоя (песка средней плотности, мелкого) по табл. VI.2 при средней глубине слоя $h_1 = 1$ м определяем расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи $f_1 = 0,023$ МПа.

По табл. VI.3 определяем, что коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи γ_{cf} для всех пластов грунта, прорезываемых свайей, равен 1,0.

Пласт супеси разобьем на три слоя высотой соответственно $l_2 = 2$ м, $l_3 = 1,8$ м и $l_4 = 0,4$ м и по табл. VI.2 для супеси при показателе консистенции $J_L = 0,2$ и средней глубине расположения слоя $h_2 = 3$ м находим $f_2 = 0,048$ МПа. Аналогично по этой же таблице определяем $f_3 = 0,0557$ МПа при $h_3 = 4,9$ м и $f_4 = 0,058$ МПа при $h_4 = 6$ м.

Пласт песка разобьем на два слоя высотой $l_5 = 1,8$ м и $l_6 = 0,5$ м и по табл. VI.2 для песка средней плотности, средней крупности при средней глубине слоя $h_5 = 7,1$ м находим с помощью интерполяции $f_5 = 0,0602$ МПа, а также $f_6 = 0,0624$ МПа при $h_6 = 8,25$ м.

По формуле (3.6) определяем несущую способность сваи:

$$\Phi = 1,0 [0,7 \cdot 3,85 \cdot 0,503 + 2,513 \cdot 1,0 (0,023 \cdot 2 + 0,048 \cdot 2 + 0,0557 \cdot 1,8 + 0,058 \cdot 0,4 + 0,0602 \cdot 1,8 + 0,0624 \cdot 0,5)] = 2,373 \text{ МН.}$$

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3):

$$F = 2,373 / 1,4 = 1,695 \text{ МН.}$$

Пример 3.4. Определить расчетную нагрузку по грунту, допускаемую на железобетонную стандартную сваю-стойку С10-40, имеющую ширину $b = 0,4$ м и опирающуюся нижним концом на скальный грунт.

Решение. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,4 \times 0,4 = 0,16$ м². Несущую способность сваи-стойки определяем по формуле (3.4):

$$\Phi = 1 \cdot 20 \cdot 0,16 = 3,2 \text{ МН.}$$

Допускаемая расчетная нагрузка на сваю-стойку по формуле (3.3) равна:

$$F = 3,2 / 1,4 = 2,286 \text{ МН.}$$

Пример 3.5. Определить расчетную нагрузку по грунту, допускаемую на железобетонную сваю-оболочку марки СО10-160, длиной $L = 10$ м, диаметром $D = 1,6$ м с толщиной стенок $\delta = 0,12$ м. Свая опирается на скальный грунт.

Решение. Площадь опирания сваи на грунт основания определим по формуле: $A = \pi(D^2 - d^2) / 4$, где d — диаметр полости сваи, равный $d = D - 2\delta = 1,6 - 2 \cdot 0,12$ м = 1,36 м.

Несущую способность сваи-стойки определим по формуле (3.4):

$$\Phi = 1,20 \frac{3,14 (1,6^2 - 1,36^2)}{4} = 11,159 \text{ МН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю-стойку по формуле (3.3):

$$F = 11,159/1,4 = 7,97 \text{ МН.}$$

Пример 3.6. Определить расчетную нагрузку, допускаемую по грунту на железобетонную сваю марки СК6-80, длиной $L=6$ м, диаметром $D=0,8$ м с толщиной стенок $\delta=0,1$ м. Полость сваи по всей высоте заполнена бетоном. Свая заделана в скалу на глубину $h_3=0,6$ м. Нормативное сопротивление образца скальной породы сжатию $R_{н,сж}=4,5$ МПа.

Решение. Определим расчетное сопротивление сжатию скальной породы под нижним концом сваи по формуле (3.5), положив $d_3=D$:

$$R = (4,5/1,4)(0,6/0,8 + 1,5) = 7,23 \text{ МН.}$$

Несущая способность сваи-стойки по формуле (3.4) при $A = \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 0,503 \text{ м}^2$:

$$\Phi = 1 \cdot 7,23 \cdot 0,503 = 3,637 \text{ МН.}$$

И, наконец, допускаемая нагрузка по формуле (3.3) равна:

$$F = 3,637/1,4 = 2,598 \text{ МН.}$$

Пример 3.7. Определить расчетную нагрузку на сваю С10-35 по результатам динамических испытаний. Забивка сваи осуществлялась без подбавки трубчатым дизель-молотом марки С-995. Длина сваи $L=10$ м, ширина $b=0,35$ м, масса 1 м сваи 300 кг, масса острия сваи 60 кг. Расчетный отказ сваи $e_\phi=0,01$ м.

Решение. Определяем площадь поперечного сечения сваи $A=0,1225 \text{ м}^2$ и массу сваи $m=300 \cdot 10 + 60 = 3060$ кг. По табл. VII.4 прил. VII для трубчатого дизель-молота марки С-995 определяем следующие характеристики: масса молота $M_\mu=2600$ кг, расчетная энергия удара $\mathcal{E}_p=33$ кДж.

Предельное сопротивление определяем по формуле (3.8):

$$\begin{aligned} \Phi_{пр} &= \frac{1500 \cdot 0,1225 \cdot 1}{2} \times \\ &\times \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 33}{1500 \cdot 0,1225 \cdot 0,01} \frac{2600 + 0,2 \cdot 3060}{2600 + 3060}} - 1 \right] = \\ &= 501,9 \text{ кН} = 0,5019 \text{ МН.} \end{aligned}$$

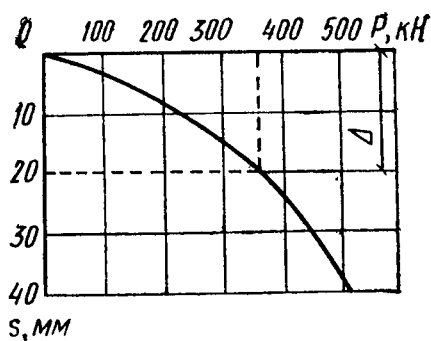
Расчетную несущую способность сваи находим по формуле (3.9):

$$\Phi = 1 \frac{0,5019}{1} = 0,5019 \text{ МН.}$$

И, наконец, расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3):

$$F = 0,5019/1,4 = 0,359 \text{ МН.}$$

Рис. 3.9. К примеру 3.9



Пример 3.8. Определить расчетную нагрузку на сваю марки СК12-50 по результатам динамических испытаний. Сваю погружали с помощью штангового дизель-молота марки С-330. Расчетный отказ составил 0,015 м.

Решение. Определяем с помощью табл. VII.2, что диаметр сваи $D=50$ см, длина сваи $L=12$ м, масса 1 м сваи 260 кг.

Находим площадь поперечного сечения сваи $A=3,14 \cdot 0,5^2/4 = 0,196$ м и массу сваи $m=12 \cdot 260=3120$ кг.

Для штангового дизель-молота марки С-330 по табл. VII.4 находим массу молота $M_n=4200$ кг и расчетную энергию удара $\mathcal{E}_p=20$ кДж.

Предельное сопротивление определяем по формуле (3.8):

$$\Phi_{пр} = \frac{1500 \cdot 0,196 \cdot 1}{2} \times \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 20}{1500 \cdot 0,196 \cdot 0,015} \cdot \frac{4200 + 0,2 \cdot 3120}{4200 + 3120}} - 1 \right] = 382 \text{ кН} = 0,382 \text{ МН}.$$

Расчетная несущая способность сваи по формуле (3.9):

$$\Phi = 1 \frac{0,382}{1} = 0,382 \text{ МН}.$$

Расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3):

$$F = 0,382/1,4 = 0,272 \text{ МН}.$$

Пример 3.9. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на железобетонную висячую сваю по результатам ее испытания статической нагрузкой (рис. 3.9). Свая будет использована под фундамент бескаркасного здания с несущими стенами из крупных панелей.

Решение. По табл. II.1 для данного типа здания находим предельную деформацию основания $s_u=10$ см. Найдем величину Δ по формуле (3.10): $\Delta=0,2 \cdot 10 \text{ см}=20 \text{ мм}$.

Предельное сопротивление $\Phi_{пр}$ будем искать по значению $\Delta=20$ мм, отложив ее на оси ординат и перенося параллельно оси абсцисс до пересечения с экспериментальной кривой. Из точки пересечения проведем прямую, параллельную оси ординат, до пересечения с осью абсцисс. Нагрузка, соответствующая этой точке, равна $\Phi_{пр}=360$ кН.

Несущую способность определим по формуле (3.9):

$$\Phi = 1 \frac{360}{1} = 360 \text{ кН} = 0,36 \text{ МН}.$$

Расчетная нагрузка на сваю по формуле (3.3):

$$F = 0,36/1,4 = 0,257 \text{ МН}.$$

§ 16. Расчет свайных фундаментов

Пример 3.10. Рассчитать свайный фундамент под колонну промышленного здания на действие центральной нагрузки $N=1,0$ МН. Материал ростверка — бетон класса В25 с расчетным сопротивлением осевому растяжению $R_{bt}=1,05$ МПа. Глубина заложения подошвы ростверка по конструктивным соображениям принята равной $h=0,8$ м. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.1, $L/H=5,1$.

Решение. Для заданных грунтовых условий проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С5,5-30, длиной $L=5,5$ м, размером поперечного сечения $0,3 \times 0,3$ м и длиной острия $l=0,25$ м. Сваи погружают с помощью забивки дизель-молотом.

Найдем несущую способность одиночной висячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 3.10, а и имея в виду, что глубина заделки сваи в ростверк должна быть не менее 5 см.

Площадь поперечного сечения сваи $A=0,3 \cdot 0,3=0,09$ м², периметр сваи $u=0,3 \cdot 4=1,2$ м.

По табл. VI.1 при глубине погружения сваи 6,5 м для песка мелкого, интерполируя, найдем расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи $R=2,35$ МПа.

По табл. VI.3 для свай, погружаемых с помощью дизель-молотов, находим значение коэффициента условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cr}=1,0$ и по боковой поверхности $\gamma_{cf}=1,0$.

Пласт первого слоя грунта, пронизываемого свайей, делим на два слоя толщиной 2 и 0,8 м. Затем для песка пылеватого при средних глубинах расположения слоев $h_1=1,8$ м и $h_2=3,2$ м, интерполируя, находим расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи, используя данные табл. VI.2: $f_1=0,0198$ МПа, $f_2=0,0254$ МПа.

Для третьего слоя грунта при средней глубине его залегания $h_3=4,45$ м по этой же таблице для супеси пластичной с показателем текучести $I_L=0,6$, интерполируя, находим $f_3=0,0165$ МПа.

Для четвертого слоя при средней глубине его расположения $h_4=5,775$ м для песка мелкого находим $f_4=0,0416$ МПа.

Несущую способность одиночной висячей сваи определим по формуле (3.6)

$$\Phi = 1 [1 \cdot 0,09 \cdot 2,35 + 1 \cdot 1,2 (0,0198 \cdot 2 + 0,0254 \cdot 0,8 + \\ + 0,0165 \cdot 1,7 + 0,0416 \cdot 0,95)] = 0,364 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту, по формуле (3.3) составит:

$$F = 0,364 / 1,4 = 0,26 \text{ МН.}$$

В соответствии с конструктивными требованиями зададимся шагом свай, приняв его равным $a=3b=3 \cdot 0,3=0,9$ м. Далее по формуле (3.14) определим требуемое число свай:

$$n = 1,4 \cdot 1 / 0,364 = 3,85$$

Окончательно примем число свай в фундаменте равным 4 и разместим их по углам ростверка.

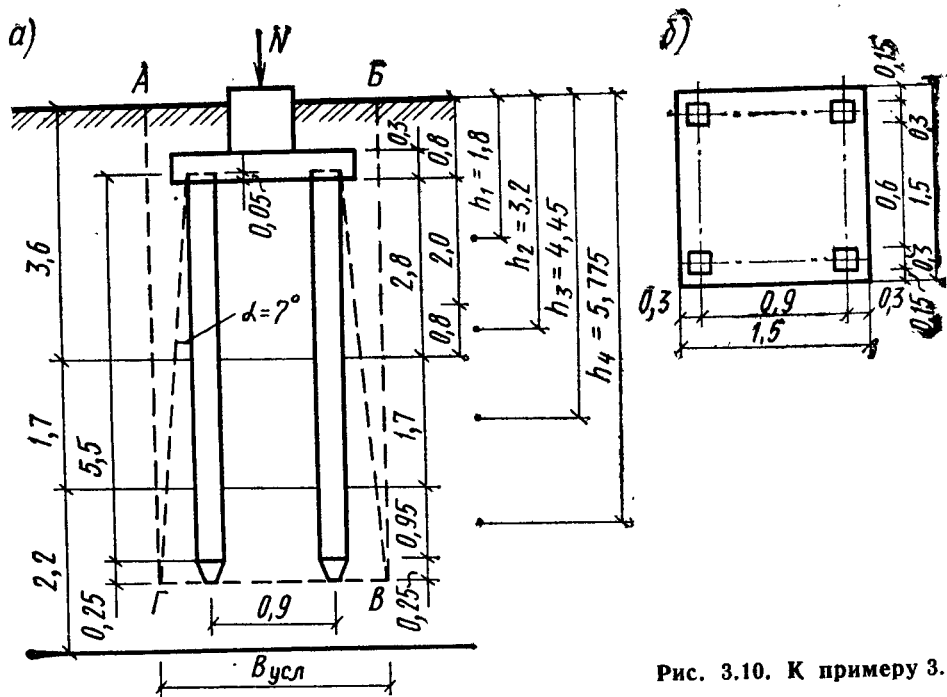


Рис. 3.10. К примеру 3.10

Найдем толщину ростверка из условия (3.13):

$$h_p = -\frac{0,3}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,3^2 + \frac{0,26}{1 \cdot 1,05}} = 0,146 \text{ м.}$$

По конструктивным требованиям высота ростверка должна быть не менее $h_p = 0,05 + 0,25 = 0,3$ м, что больше полученной в результате расчета на продавливание. Следовательно, окончательно примем высоту ростверка равной 0,3 м.

Расстояние от края ростверка до внешней стороны сваи в соответствии с конструктивными требованиями назовем равным $l_p = 0,3 \cdot 30 + 5 = 14$ см, примем его окончательно кратным 5 см, т. е. $l_p = 15$ см. Расстояние между сваями примем равным: $l = 3b = 0,9$ м.

Конструкция ростверка и его основные размеры показаны на рис. 3.10, б.

Найдем вес ростверка $G_3 = 0,025 \cdot 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 0,0169$ МН и вес грунта, расположенного на ростверке, $G_{гр} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,0185 = 0,0208$ МН.

Определим нагрузку, приходящуюся на одну сваю, по формуле (3.15)

$$N = (1,0 + 0,0169 + 0,0208) / 4 = 0,259 \text{ МПа} < 0,26 \text{ МПа.}$$

По табл. I.1 для грунта первого слоя — песка пылеватого с коэффициентом пористости $e = 0,666$, интерполируя, найдем значение угла внутреннего трения $\varphi_{II1} = 29,36^\circ$.

По табл. I.2 для грунта второго слоя супеси пластичной с показателем текучести $J_L = 0,6$ и коэффициентом пористости $e = 0,618$, интерполируя, найдем $\varphi_{II2} = 24,6^\circ$.

По табл. I.1 для грунта третьего слоя — песка мелкого с коэффициентом пористости $e = 0,598$, интерполируя, найдем $\varphi_{II2} = 34^\circ$.

По формуле (3.12) определим осредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай:

$$\alpha = \frac{\varphi_{\text{иср}}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{29,36 \cdot 2,8 + 24,6 \cdot 1,7 + 34 \cdot 1,2}{2,8 + 1,7 + 1,2} \right) = 7^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$B_{yc} = 0,9 + 0,3 + 2(2,8 + 1,7 + 1,2) \operatorname{tg} 7^\circ = 2,6 \text{ м.}$$

Найдем вес свай, используя данные табл. VII.1:

$$G_1 = 4(5,5 \cdot 220 \cdot 10 + 50 \cdot 10) = 50\,800 \text{ Н} = 0,0508 \text{ МН.}$$

Вес грунта в объеме АБВГ (см. рис. 3.10):

$$C_2 = 3,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,0185 + 1,7 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,0195 + \\ + 0,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,02 + 0,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 0,0101 = 0,796 \text{ МН.}$$

Вес ростверка был найден ранее: $G_3 = 0,0169 \text{ МН.}$

Давление под подошвой условного фундамента по формуле (3.16):

$$p_{cp} = \frac{1,0 + 0,0508 + 0,796 + 0,0169}{2,6 \cdot 2,6} = 0,276 \text{ МПа.}$$

По табл. I.1 для песка мелкого, на который опирается условный фундамент, с коэффициентом пористости $e = 0,598$ найдем значение удельного сцепления $c_n = 0,003 \text{ МПа.}$

По табл. I.3. по углу внутреннего трения $\varphi_{II} = 34^\circ$, который был определен ранее, найдем значение безразмерных коэффициентов: $M_\gamma = 1,55$, $M_q = 7,22$ и $M_c = 9,22$.

По формуле (2.4) определим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{0,0185 \cdot 3,6 + 0,0195 \cdot 1,7 + 0,02 \cdot 0,6 + 0,0101 \cdot 0,6}{3,6 + 1,7 + 1,2} = \\ = 0,0181 \text{ МН/м}^3.$$

По табл. I.4 для песка мелкого, насыщенного водой, при соотношении $L/H > 4$ находим значения коэффициентов $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1,1$.

По формуле (2.3) определим расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} (1,55 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,0101 + 7,22 \cdot 6,5 \cdot 0,0181 + \\ + 9,22 \cdot 0,003) = 1,19 \text{ МПа.}$$

Основное условие (3.1) при расчете свайного фундамента по второй группе предельных состояний удовлетворяется: $p_{cp} = 0,276 \text{ МПа} < 1,19 \text{ МПа.}$

Пример 3.11. Рассчитать ленточный свайный фундамент под наружную стену жилого дома с подвалом, если нагрузка на уровне спланированной отметки земли равна $N = 0,32 \text{ МН/м.}$ Материал ростверка — бетон класса В25 с расчетным сопротивлением осевому растяжению $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа.}$ Глубина расположения подошвы ростверка принята по конструктивным соображениям и составляет $h =$

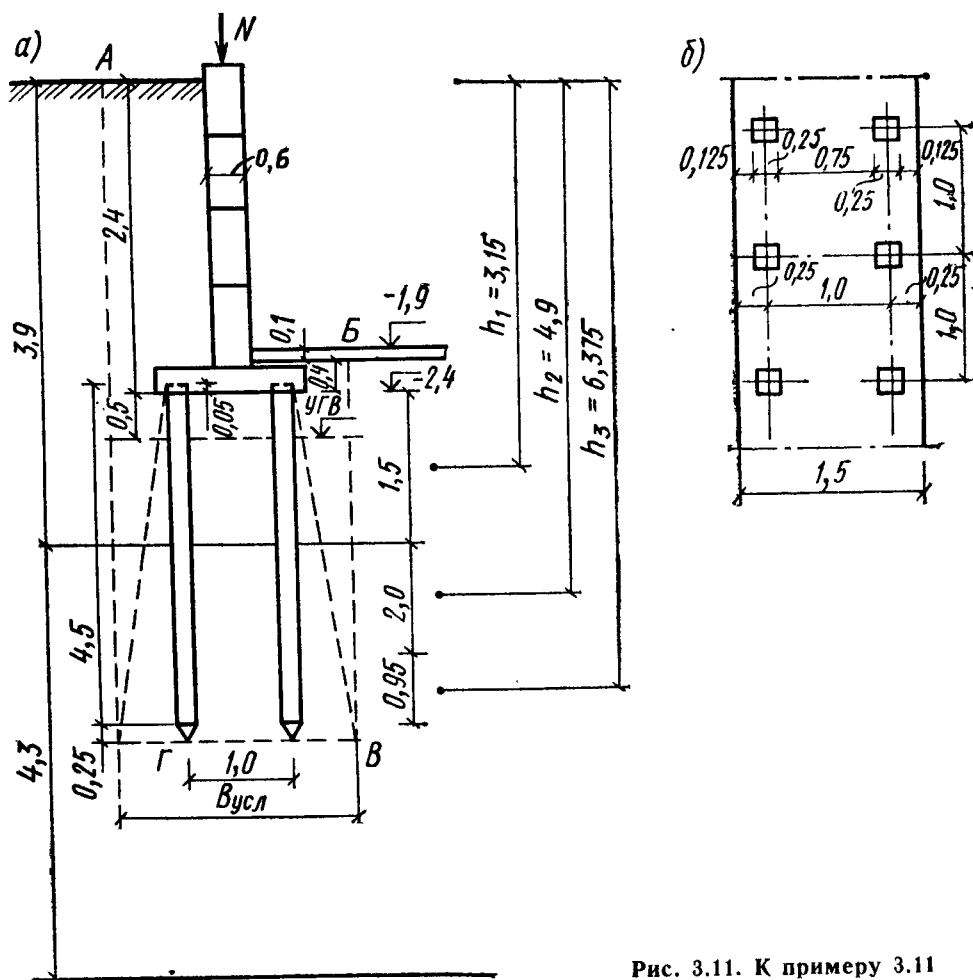


Рис. 3.11. К примеру 3.11

$=2,4$, м. Грунтовые условия строительной площадки приведены в примере 2.2.

Решение. Для заданных грунтовых условий проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С4,5-25, длиной $L=4,5$ м с размером поперечного сечения $0,25 \times 0,25$ м и длиной острия $l=0,25$ м. Сваи погружают в грунт с помощью забивки дизель-молотом.

Найдем несущую способность одиночной висячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, показанную на рис. 3.11, а.

Площадь поперечного сечения сваи $A=0,25 \cdot 0,25=0,0625$ м² периметр сваи $u=0,25 \cdot 4=1$ м.

По табл. VI.1 при глубине погружения сваи 7,1 м для суглинка с показателем текучести $J_L=0,462$, интерполируя, находим сопротивление грунта под нижним концом сваи $R=1,84$ МПа.

По табл. VI.3 для свай, погружаемых с помощью дизель-молотов, находим значения коэффициентов условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cr}=1$ и по боковой поверхности $\gamma_{cf}=1$.

Толщу грунта, пронизываемого свайей, разбиваем на слои толщиной не более 2 м (см. рис. 3.12) и для первого слоя грунта при средней глубине расположения слоя $h_1=3,15$ м для песка средней

крупности находим с помощью интерполяции по табл. IV.2 $f_1 = 0,0488$ МПа.

Для второго слоя грунта при средней глубине расположения слоя $h_2 = 4,9$ м для суглинка с показателем текучести $J_L = 0,462$ по той же таблице, интерполируя, находим $f_2 = 0,0265$ МПа.

Для третьего слоя грунта при средней глубине расположения слоя $h_3 = 6,375$ м для суглинка при том же значении показателя текучести по табл. VI.2, интерполируя, находим $f_3 = 0,0285$ МПа.

Несущую способность одиночной сваи определяем по формуле (3.6):

$$\Phi = 1 [1,0,0625 \cdot 1,84 + 1,0 \cdot 1,0 (0,0488 \cdot 1,5 + 0,0265 \cdot 2,0 + 0,0285 \cdot 0,95)] = 0,269 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту, по формуле (3.3) составит:

$$F = 0,269 / 1,4 = 0,192 \text{ МН.}$$

Требуемое число свай в фундаменте найдем по формуле (3.14):

$$n = 1,4 \cdot 0,32 / 0,269 = 1,67.$$

Окончательно число свай на 1 м фундамента примем равным 2 и разместим их по краям ростверка.

Определим толщину ростверка из условия (3.13):

$$h_p = -\frac{0,25}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,25^2 + \frac{0,192}{1 \cdot 1,05}} = 0,127 \text{ м.}$$

По конструктивным требованиям высота ростверка должна быть не менее $h_p = 0,05 + 0,25 \text{ м} = 0,3 \text{ м}$, следовательно, окончательно назначим высоту ростверка $h_p = 0,3 \text{ м}$.

По конструктивным требованиям расстояние от края ростверка до внешней стороны сваи следует принимать равным $l_p = 0,3 \cdot 25 + 5 = 12,5 \text{ см}$. Расстояние между сваями примем равным $l = 4b = 4 \cdot 0,25 \text{ м} = 1,0 \text{ м}$.

Конструкция ростверка, его основные размеры и расположение свай показаны на рис. 3.11, б.

Найдем вес ростверка, приходящийся на 1 м фундамента:

$$G_3 = 0,025 \cdot 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1 = 0,0112 \text{ МН.}$$

Вес грунта, расположенного на ростверке:

$$G_{гр} = 0,02 \cdot 0,45 \cdot 2,1 \cdot 1 = 0,0189 \text{ МН.}$$

Вес четырех стеновых фундаментных блоков марки ФС-6:

$$G_c = 4 \cdot 1960 \cdot 10 / 2,38 = 32\,900 \text{ Н} = 0,0329 \text{ МН.}$$

Определим нагрузку, приходящуюся на одну висячую сваю:

$$N = (0,32 + 0,0112 + 0,0189 + 0,0329) / 2 = 0,1915 < 0,192 \text{ МН.}$$

По табл. I.1 для грунта первого слоя — песка средней крупности с коэффициентом пористости $e = 0,663$ найдем значение угла внутреннего трения $\varphi_{II1} = 35^\circ$.

По табл. I.2 для грунта второго слоя — суглинка с показателем текучести $J_L = 0,462$ и коэффициентом пористости $e = 0,805$ найдем $\varphi_{II2} = 20^\circ$.

Используя формулу (3.12), определим осредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай:

$$\alpha = \frac{\varphi_{\text{иср}}}{4} = \frac{1}{4} \left(\frac{35 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,2}{1,5 + 3,2} \right) = 6,2^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$B_{\text{усл}} = 1,0 + 0,25 + 2(1,5 + 3,2) \operatorname{tg} 6,2^\circ = 2,27 \text{ м.}$$

Определим вес свай, используя данные табл. VII.1:

$$G_1 = 2(4,5 \cdot 160 \cdot 10 + 30 \cdot 10) = 30\,000 \text{ Н} = 0,03 \text{ МН.}$$

Вес грунта в объеме АБВГ (см. рис. 3.11):

$$G_2 = 0,02 \cdot 2,1 \left(\frac{2,27 - 0,6}{2} \right) 1,0 + 0,02 \cdot 0,5 \cdot 2,27 \cdot 1,0 + \\ + 0,01 \cdot 1 \cdot 2,27 \cdot 1 + 0,0094 \cdot 3 \cdot 2,27 \cdot 1 = 0,149 \text{ МН.}$$

Вес ростверка и четырех стеновых фундаментных блоков был найден ранее и составил соответственно:

$$G_3 = 0,0112 \text{ МН}; \quad G_4 = 0,0329 \text{ МН.}$$

Давление под подошвой условного фундамента по формуле (3.11) составит:

$$p_{\text{ср}} = \frac{0,32 + 0,03 + 0,149 + 0,0112 + 0,0329}{2,27 \cdot 1,0} = 0,239 \text{ МПа.}$$

По табл. I.2 для суглинка, на который опирается подошва условного фундамента, с показателем текучести $J_L = 0,462$ и коэффициентом пористости $e = 0,805$ найдем значение удельного сцепления $c_n = 0,0235 \text{ МПа}$.

По табл. I.3 по углу внутреннего трения суглинка $\varphi_{\text{II}} = 20^\circ$, который был найден ранее, определим значение безразмерных коэффициентов: $M_\gamma = 0,51$, $M_q = 3,06$ и $M_c = 5,66$.

По формуле (2.4) найдем осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_{\text{II}} = \frac{0,02 \cdot 2,9 + 0,01 \cdot 1,0 + 0,0094 \cdot 3,2}{2,9 + 1,0 + 3,2} = 0,0138 \text{ МН/м}^3.$$

Приведенная глубина заложения подошвы фундамента от пола в подвале по формуле (2.5):

$$d_1 = 5,1 + 0,1 \frac{0,022}{0,0138} = 5,26 \text{ м.}$$

Расстояние от поверхности земли до пола в подвале: $d_b = 2,4 - 0,5 = 1,9 \text{ м}$.

По табл. I.4 для суглинка с показателем текучести $J_L = 0,462$ при соотношении $L/H = 4$ находим значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,0$.

По формуле (2.3) определим расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,27 \cdot 0,0094 + 3,06 \cdot 5,26 \cdot 0,0138 + (3,06 - 1) 1,9 \cdot 0,0138 + 5,66 \cdot 0,0235] = 0,458 \text{ МПа.}$$

Основное требование расчета свайного фундамента по второй группе предельных состояний удовлетворяется: $p_{ср} = 0,239 \text{ МПа} < 0,458 \text{ МПа}$. Следовательно, фундамент запроектирован правильно.

§ 17. Определение осадок свайных фундаментов

Пример 3.12. Определить методом элементарного суммирования осадку свайного фундамента, рассчитанного в примере 3.10. Среднее давление под подошвой условного фундамента $p_{ср} = 0,276 \text{ МПа}$. Данные о строительной площадке приведены в примере 2.1.

Решение. Найдем ординату эпюры вертикального напряжения от действия собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента, воспользовавшись данными примера 2.17:

$$\sigma_{zg0} = 0,112 + 0,0101 \cdot 0,6 = 0,118 \text{ МПа.}$$

Эпюры вертикальных напряжений в грунте и вспомогательная были построены в примере 2.17, воспользуемся этими данными и перенесем эти эпюры на геологический разрез (рис. 3.12).

Определим дополнительное давление под подошвой условного фундамента: $p_d = 0,276 - 0,118 = 0,158 \text{ МПа}$.

Найдем величину $n = l/b = 2,6/2,6 = 1$.

Чтобы избежать интерполяции по табл. 1.9, зададимся соотношением $m = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта равна:

$$h_f = \frac{0,4 \cdot 2,6}{2} = 0,52 \text{ м.}$$

Т а б л и ц а 3.1. К примеру 3.12

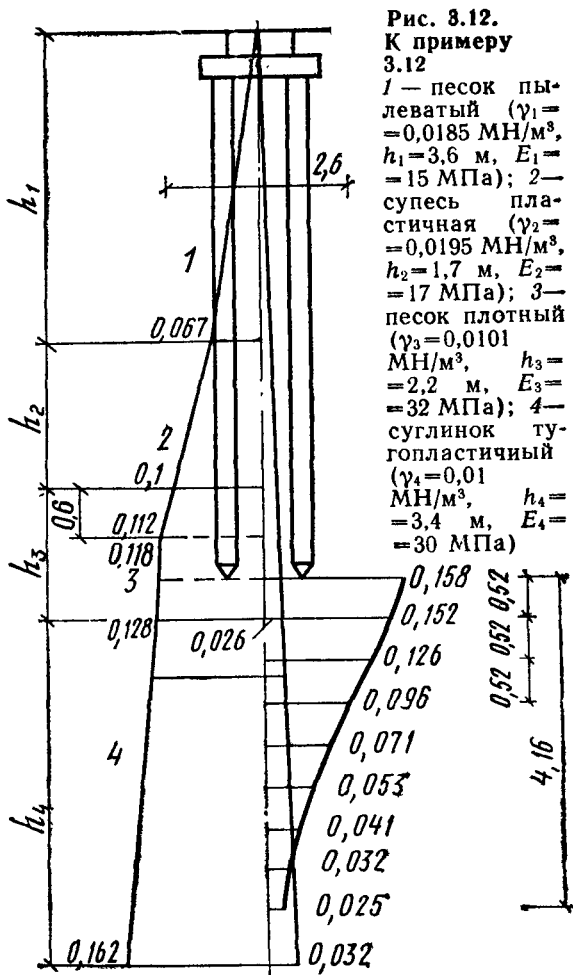
Грунт	z, м	m = 2z/b	α	$\sigma_z = \alpha p_d$, МПа	E, МПа
Песок плотный	0	0	1	0,158	32
	0,52	0,4	0,96	0,152	
Суглинок тугопластичный	1,04	0,8	0,8	0,126	30
	1,56	1,2	0,606	0,096	
	2,08	1,6	0,449	0,071	
	2,6	2,0	0,336	0,053	
	3,12	2,4	0,257	0,041	
	3,64	2,8	0,201	0,032	
	4,16	3,2	0,160	0,025	

Проверим выполнение условия $h_i \leq 0,4b : 0,52 < 1,04$, следовательно, условие выполняется.

Затем построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 3.12) в сжимаемой толще основания условного фундамента, воспользовавшись формулой (2.14) и данными табл. 1.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 3.1).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений (см. рис. 3.12), так как при вычислении осадок необходимо выполнение условия $\sigma_z \leq 0,2\sigma_{zg}$. Из рисунка видно, что эта точка соответствует мощности сжимаемой толщи $H=4,16$ м.

Воспользовавшись формулой (2.13), найдем осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации грунта на границах слоев, приняв во внимание, что указанное предположение незначительно скажется на результатах



$$s = \frac{0,8 \cdot 0,52}{32} \left(\frac{0,158 + 0,152}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,52}{30} \times$$

$$\times \left(\frac{0,152 + 0,126}{2} + \frac{0,126 + 0,096}{2} + \frac{0,096 + 0,071}{2} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,071 + 0,053}{2} + \frac{0,053 + 0,041}{2} + \frac{0,041 + 0,032}{2} + \right.$$

$$\left. + \frac{0,032 + 0,025}{2} \right) = 0,002 + 0,007 = 0,009 \text{ м} = 0,9 \text{ см.}$$

По табл. II.1 для здания с железобетонным каркасом с заполнением предельно допустимая осадка составляет $s_u=8$ см. В нашем случае: $s=0,9 < s_u=8$ см.

Следовательно, фундамент удовлетворяет требованиям расчета по второй группе предельных состояний.

Пример 3.13. Определить методом элементарного суммирования осадку ленточного свайного фундамента, рассмотренного в примере 3.11. Среднее давление под подошвой условного фундамента $p_{cp} =$

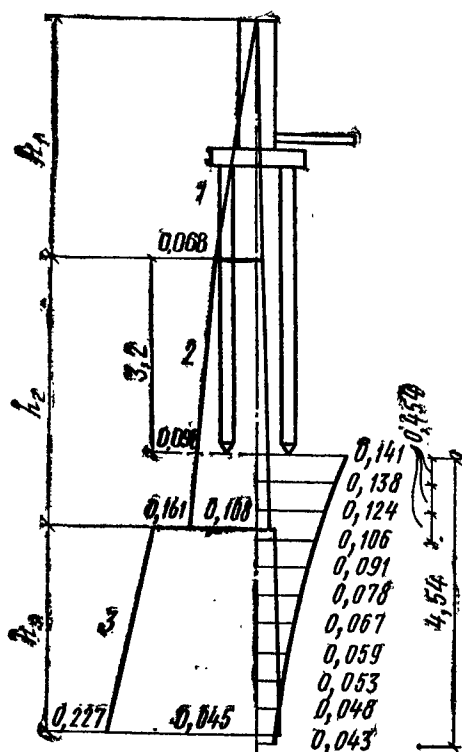


Рис. 3.13. К примеру 3.13

1 — песок средней плотности ($\gamma_1 = 0,02$ МН/м³, $h_1 = 3,9$ м, $E_1 = 25$ МПа);
 2 — суглинок тугопластичный ($\gamma_2 = 0,0094$ МН/м³, $h_2 = 4,3$ м, $E_2 = 12$ МПа); 3 — глина полутвердая ($\gamma_3 = 0,02$ МН/м³, $h_3 = 3,3$ м, $E_3 = 20,5$ МПа)

$= 0,239$ МПа. Данные о строительной площадке приведены в примере 2.2.

Решение. Найдем ординату эпюры вертикального напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента, воспользовавшись данными примера 2.18:

$$\sigma_{zgo} = 0,068 + 0,0094 \cdot 3,2 = 0,098 \text{ МПа.}$$

Вспомогательная эпюра и эпюра вертикальных напряжений в грунте были построены в примере 2.18. Воспользуемся этими данными

и перенесем их на геологический разрез (рис. 3.13).

Определим дополнительное давление под подошвой условного фундамента: $p_d = 0,239 - 0,098 = 0,141$ МПа.

Значение коэффициента n для ленточных фундаментов составляет $n \geq 10$.

Чтобы избежать интерполяции по табл. 1.9, зададимся соотношением $m = 0,4$ и найдем высту элементарного слоя $h_i = \frac{0,4 \cdot 2,27}{2} = 0,454$ м.

Проверим выполнение условия $h_i \leq 0,4B_{yc}$: $0,454 < 0,91$, следовательно, условие выполняется.

Таблица 3.2. К примеру 3.13

Грунт	z , м	$m = 2z/b$	α	$\sigma_z = \alpha p_d$, МПа	E , МПа
Суглинок тугопластичный	0	1	1,0	0,141	12
	0,454	0,4	0,977	0,138	
	0,908	0,8	0,881	0,124	
Глина полутвердая	1,362	1,2	0,755	0,106	20,5
	1,816	1,6	0,642	0,091	
	2,27	2,0	0,55	0,078	
	2,724	2,4	0,477	0,067	
	3,178	2,8	0,42	0,059	
	3,632	3,2	0,374	0,053	
	4,086	3,6	0,337	0,048	
	4,54	4,0	0,306	0,043	

Построим эпюру дополнительных напряжений (см. рис. 3.13) в сжимаемой толще основания условного фундамента, воспользовавшись формулой (2.14) и данными табл. I.9. Вычисления представим в табличной форме (табл. 3.2).

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений (см. рис. 3.13). Из этого рисунка видно, что эта точка соответствует мощности сжимаемой толщи $H=4,54$ м.

Воспользовавшись формулой (2.13), найдем осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации грунта на границе слоев, принимая во внимание, что указанное предположение незначительно скажется на результатах расчета:

$$\begin{aligned}
 s = & \frac{0,8 \cdot 0,454}{12} \left(\frac{0,141 + 0,138}{2} + \frac{0,138 + 0,124}{2} \right) + \\
 & + \frac{0,8 \cdot 0,454}{20,5} \left(\frac{0,124 + 0,106}{2} + \frac{0,106 + 0,091}{2} + \right. \\
 & + \frac{0,091 + 0,078}{2} + \frac{0,078 + 0,067}{2} + \frac{0,067 + 0,059}{2} + \\
 & \left. + \frac{0,059 + 0,053}{2} + \frac{0,053 + 0,048}{2} + \frac{0,048 + 0,043}{2} \right) = \\
 = & 0,0082 + 0,0104 = 0,0186 \text{ м} = 1,9 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

По табл. II.1 для бескаркасного здания с несущими стенами из крупных панелей, предельно допустимая осадка составляет $s_u = 10$ см. В нашем случае $s = 1,9 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}$.

Следовательно, свайный фундамент удовлетворяет требованиям расчета по второй группе предельных состояний.

ГЛАВА 4. ФУНДАМЕНТЫ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

§ 18. Общие положения

На практике встречаются случаи, когда фундаменты зданий должны не только передать нагрузку на основание при условии недопущения возникновения значительных его осадок, но и обеспечить уменьшение неравномерности осадок до допустимых значений, установленных для данного типа сооружения. В этих случаях нагрузку от группы колонн или стен передают на один фундамент, устраивая его ленточным или в виде плиты. Такие фундаменты, воспринимая изгибающие усилия, позволяют частично выравнивать осадку.

Ленточные фундаменты под колонны в целях уменьшения неравномерности осадки не только отдельных колонн в ряду, но и здания в целом, иногда устраивают в

виде перекрестных лент. Расчет ленточных фундаментов под стены зданий был рассмотрен ранее в гл. 2 данного учебного пособия. Однако их расчет, например под колонны зданий, имеет существенные отличия.

В настоящее время известно множество методов расчета фундаментов на упругом основании, которые имеют свои преимущества и недостатки. Остановимся на методе советского ученого И. А. Симвулиди, как одном из наиболее удобных с инженерной точки зрения.

При выводе расчетных формул в данном методе расчета использованы уравнения плоской задачи теории упругости. Грунт основания считается сплошной однородной упругой средой, характеризуемой модулем общей деформации и коэффициентом поперечной деформации. И. А. Симвулиди использовал дифференциальное уравнение четвертого порядка упругой линии балки:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q_x - p_x, \quad (4.1)$$

где EI — жесткость балки; q_x — внешняя нагрузка, приложенная к балке; p_x — реакция грунта.

Реактивное давление грунта на балку принимается в виде алгебраического полинома с четырьмя неизвестными параметрами:

$$p_x = a_0 + \frac{2a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2} \right) + \frac{4a_2^2}{L^2} \left(x - \frac{L}{2} \right)^2 + \frac{8a_3^3}{L^3} \left(x - \frac{L}{2} \right)^3. \quad (4.2)$$

Для определения неизвестных параметров a_0 , a_1 , a_2 и a_3 необходимо совместное рассмотрение уравнений (4.1) и (4.2) с последующим четырехкратным интегрированием выражения (4.1).

В результате интегрирования и рассмотрения восьми граничных условий получены общие формулы для определения реактивного давления грунта под балкой, поперечных сил и изгибающих моментов. Следует отметить, что конечные формулы в общем виде представляют собой очень сложные математические зависимости. Однако эти формулы упрощены до степени, доступной проектировщику в его практической работе, для чего составлены специальные таблицы, значительно снижающие трудоемкость расчетной работы.

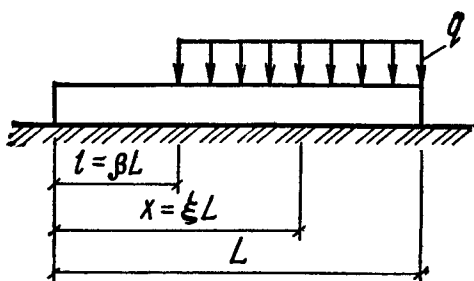


Рис. 4.1. Схема загрузки́нки балки равномерно распределенной нагрузкой

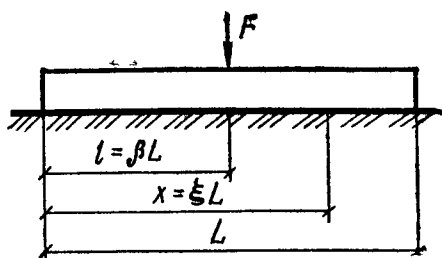


Рис. 4.2. Схема загрузки́нки балки сосредоточенной силой

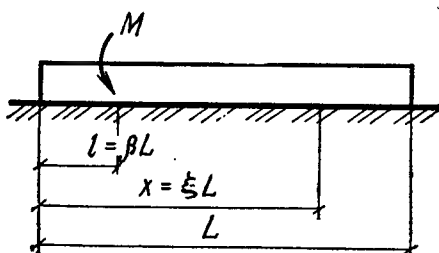


Рис. 4.3. Схема загрузки́нки балки сосредоточенным изгибающим моментом

Для использования таблиц необходимо знать показатель гибкости:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \nu^2} \frac{\pi E_0 L^3 b}{B}, \quad (4.3)$$

где ν — коэффициент поперечных деформаций грунта; E_0 — модуль общей деформации грунта; L — длина балки; b — ширина поперечного сечения балки; B — жесткость балки.

Необходимые данные для расчета гибких фундаментов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой (рис. 4.1), приведены в табл. 4.1—4.3. С помощью табл. 4.1 вычисляют реакцию грунта по подошве балки, табл. 4.2 — поперечную силу, а табл. 4.3 — изгибающие моменты. Данные для расчета балки, нагруженной сосредоточенной силой (рис. 4.2), приведены в табл. 4.4—4.6. Данные для расчета балки, нагруженной сосредоточенным изгибающим моментом (рис. 4.3), можно получить из табл. 4.7—4.9. В случае, если балка нагружена системой сил, то суммарные усилия можно найти, используя принцип независимости действия сил в результате сложения ординат одноименных усилий.

Армирование фундаментов на упругом основании осуществляется в соответствии с правилами армирования изгибаемых железобетонных конструкций, подробно изложенными в курсе строительных конструкций.

Таблица 4.1. Данные для расчета реактивных давлений грунта от равномерно распределенной нагрузки ($p = \bar{p}q$)

α	β	Значения $\bar{p}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
100	0	1,634	1,292	1,025	0,835	0,721	0,683	0,721	0,835	1,025	1,292	1,634
	0,2	0,614	0,601	0,576	0,555	0,554	0,589	0,674	0,825	1,058	1,387	1,830
	0,3	0,279	0,351	0,393	0,422	0,458	0,518	0,622	0,788	1,037	1,383	1,849
	0,4	0,054	0,163	0,236	0,295	0,354	0,434	0,554	0,733	0,990	1,343	1,810
	0,5	-0,065	0,035	0,111	0,175	0,247	0,341	0,473	0,659	0,915	1,257	1,701
	0,6	-0,176	-0,051	0,035	0,102	0,167	0,249	0,367	0,540	0,789	1,129	1,580
	0,7	-0,215	-0,092	-0,011	0,047	0,099	0,173	0,280	0,413	0,633	0,940	1,355
	0,8	-0,194	-0,097	-0,032	0,009	0,046	0,093	0,166	0,279	0,450	0,689	1,022
200	0	1,540	1,248	1,022	0,860	0,762	0,730	0,762	0,860	1,022	1,248	1,540
	0,2	0,469	0,538	0,573	0,595	0,616	0,657	0,732	0,857	1,049	1,326	1,703
	0,3	0,156	0,294	0,388	0,453	0,511	0,580	0,677	0,823	1,032	1,326	1,724
	0,4	-0,013	0,124	0,227	0,309	0,388	0,479	0,600	0,765	0,993	1,298	1,697
	0,5	-0,062	0,017	0,091	0,166	0,254	0,365	0,508	0,694	0,931	1,231	1,602
	0,6	-0,157	-0,050	0,029	0,095	0,163	0,251	0,375	0,551	0,795	1,124	1,553
	0,7	-0,186	-0,079	-0,010	0,038	0,086	0,151	0,252	0,408	0,634	0,953	1,382
	0,8	-0,163	-0,077	-0,028	0,003	0,030	0,073	0,146	0,265	0,448	0,711	1,071
300	0	1,468	1,215	1,019	0,878	0,794	0,766	0,794	0,878	1,019	1,215	1,468
	0,2	0,359	0,490	0,571	0,625	0,664	0,708	0,774	0,879	1,043	1,280	1,609
	0,3	0,066	0,251	0,382	0,476	0,551	0,625	0,717	0,846	1,030	1,287	1,634
	0,4	-0,062	0,095	0,217	0,318	0,412	0,513	0,634	0,792	0,998	1,265	1,610
	0,5	-0,051	0,005	0,072	0,155	0,257	0,383	0,537	0,723	0,946	1,211	1,519
	0,6	-0,142	-0,050	0,021	0,087	0,160	0,253	0,382	0,561	0,803	1,120	1,530
	0,7	-0,166	-0,072	-0,010	0,032	0,077	0,141	0,243	0,402	0,637	0,964	1,402
	0,8	-0,141	-0,064	-0,025	-0,001	0,020	0,058	0,130	0,253	0,447	0,726	1,109

Таблица 4.2. Данные для расчета поперечной силы от равномерно распределенной нагрузки ($Q = \bar{Q}ql$)

α	β	Значения $\bar{Q}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
100	0	0	0,046	0,061	0,053	0,031	0	—0,031	—0,053	—0,061	—0,046	0
	0,2	0	0,060	0,119	0,075	0,031	—0,012	—0,049	—0,075	—0,081	—0,060	0
	0,3	0	0,031	0,069	0,109	0,054	0,002	—0,042	—0,071	—0,081	—0,061	0
	0,4	0	0,012	0,032	0,058	0,092	0,030	—0,021	—0,058	—0,072	—0,056	0
	0,5	0	—0,001	0,007	0,021	0,042	0,071	0,011	—0,033	—0,055	—0,047	0
	0,6	0	—0,011	—0,011	—0,005	0,010	0,030	0,060	0,005	—0,029	—0,033	0
	0,7	0	—0,014	—0,020	—0,018	—0,011	0,002	0,023	0,056	0,008	—0,014	0
	0,8	0	—0,014	—0,021	—0,021	—0,019	—0,012	0,001	0,023	0,059	0,014	0
200	0	0	0,039	0,052	0,045	0,026	0	—0,026	—0,045	—0,052	—0,039	0
	0,2	0	0,050	0,107	0,065	0,026	—0,011	—0,042	—0,063	—0,069	—0,050	0
	0,3	0	0,023	0,057	0,099	0,048	0,002	—0,036	—0,061	—0,069	—0,051	0
	0,4	0	0,006	0,024	0,050	0,088	0,029	—0,018	—0,050	—0,062	—0,048	0
	0,5	0	—0,002	0,003	0,016	0,037	0,068	0,011	—0,030	—0,049	—0,041	0
	0,6	0	—0,010	—0,011	—0,005	0,008	0,029	0,060	0,005	—0,028	—0,033	0
	0,7	0	—0,012	—0,017	—0,016	—0,010	0,002	0,022	0,054	0,005	—0,016	0
	0,8	0	—0,011	—0,017	—0,018	—0,016	—0,011	0,000	0,020	0,055	0,011	0
300	0	0	0,034	0,045	0,039	0,023	0	—0,023	—0,039	—0,045	—0,034	0
	0,2	0	0,043	0,096	0,055	0,021	—0,011	—0,037	—0,055	—0,060	—0,043	0
	0,3	0	0,017	0,049	0,092	0,043	0,002	—0,031	—0,054	—0,061	—0,045	0
	0,4	0	0,002	0,018	0,044	0,084	0,027	—0,015	—0,044	—0,056	—0,044	0
	0,5	0	—0,003	0,001	0,012	0,033	0,065	0,011	—0,026	—0,043	—0,036	0
	0,6	0	—0,010	—0,011	—0,006	0,007	0,027	0,059	0,006	—0,027	—0,032	0
	0,7	0	—0,011	—0,015	—0,014	—0,008	0,002	0,021	0,052	0,003	—0,017	0
	0,8	0	—0,009	—0,014	—0,017	—0,014	—0,011	—0,002	0,018	0,050	0,009	0

Таблица 4.3. Данные для расчета изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки ($M = \bar{M} q b L^2$)

α	β	Значения $\bar{M}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
100	0	0	0,002	0,008	0,014	0,018	0,020	0,018	0,014	0,008	0,002	0
	0,2	0	0,003	0,012	0,022	0,027	0,028	0,025	0,019	0,011	0,003	0
	0,3	0	0,002	0,006	0,015	0,024	0,027	0,024	0,018	0,011	0,003	0
	0,4	0	0,001	0,003	0,007	0,015	0,021	0,021	0,016	0,010	0,003	0
	0,5	0	0,000	0,000	0,001	0,005	0,010	0,014	0,013	0,008	0,002	0
	0,6	0	0,000	-0,001	-0,002	-0,002	-0,001	0,004	0,007	0,005	0,002	0
	0,7	0	0,000	-0,001	-0,005	-0,006	-0,007	-0,006	-0,002	0,000	0,001	0
	0,8	0	0,000	-0,003	-0,005	-0,007	-0,009	-0,010	-0,008	-0,004	-0,001	0
200	0	0	0,002	0,007	0,011	0,015	0,017	0,015	0,011	0,007	0,002	0
	0,2	0	0,003	0,011	0,019	0,024	0,024	0,022	0,016	0,008	0,003	0
	0,3	0	0,001	0,005	0,013	0,020	0,022	0,021	0,015	0,009	0,003	0
	0,4	0	0,001	0,002	0,005	0,012	0,017	0,018	0,014	0,009	0,003	0
	0,5	0	0,000	0,000	0,000	0,003	0,009	0,012	0,011	0,007	0,002	0
	0,6	0	0,000	-0,001	-0,002	-0,002	-0,001	0,003	0,006	0,005	0,002	0
	0,7	0	0,000	-0,001	-0,004	-0,005	-0,006	-0,005	-0,002	-0,001	0,001	0
	0,8	0	0,000	-0,002	-0,004	-0,006	-0,007	-0,008	-0,007	-0,004	-0,001	0
300	0	0	0,002	0,006	0,010	0,013	0,014	0,013	0,010	0,006	0,002	0
	0,2	0	0,002	0,010	0,016	0,021	0,021	0,018	0,014	0,007	0,003	0
	0,3	0	0,001	0,003	0,011	0,017	0,019	0,018	0,014	0,008	0,003	0
	0,4	0	0,000	0,001	0,005	0,012	0,016	0,016	0,012	0,007	0,002	0
	0,5	0	0,000	0,000	0,000	0,003	0,007	0,010	0,010	0,006	0,002	0
	0,6	0	0,000	-0,001	-0,003	-0,003	-0,001	0,003	0,006	0,005	0,002	0
	0,7	0	0,000	-0,001	-0,003	-0,004	-0,005	-0,004	-0,002	-0,001	0,001	0
	0,8	0	0,000	-0,002	-0,004	-0,005	-0,006	-0,007	-0,006	-0,004	-0,001	0

Т а б л и ц а 4.4. Данные для расчета реактивного давления грунта от сосредоточенной силы $F(p=pF/bL$

α	β	Значения $\bar{P}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	5,739	3,900	2,553	1,604	0,959	0,523	0,201	-0,100	-0,477	-1,022	-1,831
	0,1	4,868	3,363	2,253	1,468	0,931	0,572	0,315	0,086	0,185	-0,575	-1,156
	0,2	3,999	2,827	1,954	1,332	0,905	0,620	0,427	0,272	0,106	-0,127	-0,479
	0,3	3,125	2,288	1,653	1,191	0,871	0,663	0,535	0,459	0,401	0,332	0,223
	0,4	2,290	1,767	1,355	1,046	0,830	0,695	0,634	0,636	0,693	0,795	0,980
	0,5	1,584	1,269	1,023	0,848	0,743	0,708	0,743	0,848	1,023	1,269	1,584
100	0	6,303	4,117	2,530	1,437	0,728	0,297	0,034	-0,169	-0,418	-0,823	-1,491
	0,1	5,115	3,463	2,252	1,399	0,831	0,468	0,233	0,047	-0,166	-0,485	-0,987
	0,2	3,924	2,809	1,968	1,358	0,928	0,634	0,428	0,262	0,090	-0,135	-0,460
	0,3	2,767	2,168	1,686	1,306	1,011	0,783	0,607	0,468	0,348	0,232	0,101
	0,4	1,697	1,571	1,411	1,237	1,060	0,895	0,755	0,653	0,605	0,623	0,723
	0,5	1,120	1,055	1,005	0,969	0,947	0,940	0,947	0,969	1,005	1,055	1,120
200	0	6,890	4,334	2,500	1,261	0,495	0,075	-0,123	-0,223	-0,352	-0,632	-0,190
	0,1	5,374	3,558	2,243	1,327	0,730	0,366	0,154	0,013	-0,141	-0,392	-0,838
	0,2	3,845	2,793	1,988	1,388	0,956	0,648	0,424	0,246	0,068	-0,145	-0,437
	0,3	2,386	2,050	1,736	1,434	1,157	0,901	0,669	0,464	0,280	0,132	0,010
	0,4	1,061	1,369	1,485	1,446	1,302	1,091	0,858	0,648	0,501	0,463	0,575
	0,5	0,666	0,846	0,987	1,087	1,147	1,167	1,147	1,087	0,987	0,846	0,666
300	0	7,337	4,492	2,467	1,120	0,316	-0,088	-0,230	-0,252	-0,293	-0,490	-0,985
	0,1	5,546	3,630	2,235	1,270	0,653	0,291	0,099	-0,008	-0,121	-0,326	-0,710
	0,2	3,777	2,780	2,004	1,416	0,979	0,659	0,421	0,230	0,050	-0,152	-0,412
	0,3	2,074	1,959	1,774	1,539	1,271	0,989	0,709	0,449	0,228	0,061	-0,030
	0,4	0,546	1,217	1,552	1,619	1,490	1,235	0,924	0,625	0,410	0,351	0,514
	0,5	0,330	0,693	0,973	1,174	1,295	1,335	1,295	1,174	0,973	0,692	0,330

α	β	Значения $\bar{Q}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	—1	—0,522	—0,204	0,001	0,128	0,200	0,236	0,241	0,214	0,140	0
	0,1	0	$\frac{0,408}{-0,592}$	—0,314	—0,130	—0,012	0,062	0,106	0,126	0,122	0,086	0
	0,2	0	0,338	$\frac{0,575}{-0,425}$	—0,262	—0,152	—0,077	—0,026	0,010	0,029	0,029	0
	0,3	0	0,270	0,466	$\frac{0,605}{-0,395}$	—0,292	—0,216	—0,156	—0,107	—0,064	—0,028	0
	0,4	0	0,202	0,358	0,476	$\frac{0,569}{-0,431}$	—0,355	—0,289	—0,226	—0,160	—0,086	0
	0,5	0	0,142	0,256	0,349	0,428	$\frac{0,500}{-0,500}$	—0,428	—0,349	—0,256	—0,142	0
	0	—1	—0,485	—0,156	0,038	0,144	0,193	0,208	0,202	0,174	0,113	0
	0,1	0	$\frac{0,425}{-0,575}$	—0,292	—0,113	—0,004	0,060	0,094	0,109	0,102	0,071	0

100	0,2	0	0,334	$\frac{0,570}{-0,430}$	-0,265	-0,152	-0,075	-0,022	0,013	0,030	0,029	0
	0,3	0	0,245	$\frac{0,438}{-0,413}$	$\frac{0,587}{-0,413}$	-0,298	-0,209	-0,140	-0,085	-0,046	-0,017	0
	0,4	0	0,163	0,313	$\frac{0,445}{-0,441}$	$\frac{0,559}{-0,441}$	-0,343	-0,261	-0,191	-0,129	-0,067	0
	0,5	0	0,109	0,212	0,310	$\frac{0,406}{-0,500}$	$\frac{0,500}{-0,500}$	-0,406	-0,310	-0,212	-0,109	0
200	0	-1	-0,445	-0,109	0,074	0,159	0,185	0,181	0,164	0,135	0,089	0
	0,1	0	$\frac{0,442}{-0,558}$	-0,272	-0,098	0,004	0,057	0,082	0,090	0,084	0,058	0
	0,2	0	0,330	$\frac{0,567}{-0,433}$	-0,266	-0,150	-0,071	-0,018	0,015	0,031	0,028	0
	0,3	0	0,223	0,410	$\frac{0,569}{-0,431}$	-0,301	-0,199	-0,121	-0,065	-0,028	-0,007	0
	0,4	0	0,123	0,268	0,415	$\frac{0,553}{-0,447}$	-0,327	-0,229	-0,155	-0,098	-0,051	0

α	β	Значения $\bar{Q}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
200	0,5	0	0,076	0,168	0,272	0,384	$\frac{0,500}{-0,500}$	-0,384	-0,272	-0,168	-0,076	0
	0	-1	-0,415	0,075	0,101	0,169	0,177	0,159	0,135	0,109	0,071	0
	0,1	0	$\frac{0,455}{-0,545}$	-0,257	-0,085	0,008	0,054	0,072	0,077	0,071	0,049	0
	0,2	0	0,326	$\frac{0,563}{-0,437}$	-0,268	-0,149	-0,068	0,015	0,018	0,031	0,028	0
	0,3	0	0,201	0,389	$\frac{0,555}{-0,445}$	-0,304	-0,191	0,106	-0,049	-0,015	-0,001	0
	0,4	0	0,091	0,232	0,394	$\frac{0,548}{-0,452}$	-0,314	-0,206	-0,128	-0,078	-0,041	0
300	0,5	0	0,052	0,136	0,244	0,368	$\frac{0,500}{-0,500}$	-0,368	-0,244	-0,136	-0,052	0

Примечание. Над чертой приведены значения ординаты слева от рассматриваемого сечения, под чертой — справа.

Т а б л и ц а 4.6. Данные для расчета изгибающего момента от сосредоточенной силы F ($M = M\bar{F}L$)

α	β	Значения $\bar{M}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	0	-0,076	-0,111	-0,120	-0,113	-0,096	-0,074	-0,050	-0,027	-0,007	0
	0,1	0	0,022	0,023	-0,045	-0,051	-0,049	-0,040	-0,028	-0,016	-0,005	0
	0,2	0	0,018	0,064	0,031	0,010	-0,001	0,006	-0,007	-0,005	-0,001	0
	0,3	0	0,014	0,052	0,105	0,072	0,046	0,028	0,015	0,006	0,002	0
	0,4	0	0,011	0,039	0,081	0,134	0,095	0,063	0,037	0,018	0,005	0
	0,5	0	0,008	0,028	0,057	0,097	0,143	0,097	0,057	0,028	0,008	0
100	0	0	-0,073	-0,103	-0,108	-0,099	-0,081	-0,061	-0,040	-0,021	-0,007	0
	0,1	0	0,023	-0,020	-0,039	-0,045	-0,042	-0,034	-0,023	-0,013	-0,004	0
	0,2	0	0,018	0,063	0,030	0,009	-0,002	-0,007	-0,007	-0,005	-0,001	0
	0,3	0	0,012	0,047	0,098	0,063	0,038	0,021	0,010	0,003	0,001	0
	0,4	0	0,009	0,032	0,070	0,121	0,082	0,052	0,029	0,014	0,004	0
	0,5	0	0,005	0,021	0,047	0,083	0,128	0,083	0,047	0,021	0,005	0
200	0	0	-0,070	-0,096	-0,097	-0,084	-0,067	-0,048	-0,031	-0,016	-0,005	0
	0,1	0	0,024	-0,017	-0,034	-0,039	-0,035	-0,028	-0,019	-0,011	-0,003	0
	0,2	0	0,018	0,063	0,029	0,008	-0,003	-0,007	-0,007	-0,005	-0,001	0
	0,3	0	0,012	0,044	0,093	0,057	0,032	0,016	0,007	0,003	0,001	0
	0,4	0	0,007	0,026	0,060	0,109	0,070	0,043	0,024	0,011	0,003	9
	0,5	0	0,004	0,015	0,037	0,070	0,114	0,070	0,037	0,015	0,004	0
300	0	0	-0,069	-0,092	-0,089	-0,075	-0,057	-0,041	-0,026	-0,014	-0,003	0
	0,1	0	0,025	-0,014	-0,030	-0,034	-0,030	-0,024	-0,016	-0,009	-0,002	0
	0,2	0	0,017	0,062	0,028	0,007	-0,003	-0,007	-0,007	-0,005	-0,001	0
	0,3	0	0,010	0,039	0,087	0,050	0,025	0,011	0,003	0,000	0,000	0
	0,4	0	0,005	0,020	0,052	0,099	0,061	0,035	0,019	0,009	0,003	0
	0,5	0	0,003	0,012	0,030	0,061	0,104	0,061	0,030	0,012	0,003	0

Т а б л и ц а 4.7. Данные для расчета реактивных давлений грунта от сосредоточенного изгибающего момента

$$M(p = \bar{p} \frac{M}{bL^2})$$

α	β	Значения $\bar{p}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	8,759	5,395	3,002	1,363	0,269	—0,494	—1,139	—1,877	—2,922	—4,487	—6,783
	0,1	8,751	5,371	3,001	1,365	0,273	—0,490	—1,135	—1,875	—2,923	—4,469	—6,791
	0,2	8,697	5,367	2,999	1,379	0,297	—0,463	—1,111	—1,861	—2,925	—4,515	—6,845
	0,3	8,545	5,297	2,993	1,419	0,363	—0,387	—1,045	—1,821	—1,931	—4,585	—6,997
	0,4	8,253	5,163	2,981	1,495	0,492	—0,241	—0,916	—1,745	—2,943	—4,719	—7,289
	0,5	7,771	4,941	2,962	1,620	0,704	0	—0,704	—1,620	—2,962	—4,941	—7,771
100	0	11,976	6,581	2,820	0,389	—1,021	—1,714	—1,995	—2,171	—2,546	—3,427	—5,120
	0,1	11,948	6,568	2,819	0,396	—1,009	—1,700	—1,983	—2,164	—2,547	—3,440	—5,148
	0,2	11,756	6,480	2,811	0,446	—0,925	—1,604	—1,899	—2,114	—2,555	—3,528	—5,340
	0,3	11,234	6,240	2,790	0,582	—0,695	—1,343	—1,669	—1,978	—2,576	—3,768	—5,862

100	0,4 0,5	10,222 8,548	5,773 5,004	2,750 2,683	0,845 1,280	—0,249 0,487	0,836 0	—1,223 —0,487	—1,715 —1,280	—2,616 —2,683	—4,235 —5,004	—6,876 —8,548
200	0	15,323	7,758	2,572	—0,655	—2,343	—2,911	—2,781	—2,373	—2,106	—2,402	—3,679
	0,1	15,275	7,736	2,570	—0,642	—2,322	—2,887	—2,760	—2,360	—2,108	—2,424	—3,727
	0,2	14,949	7,586	2,557	—0,557	—2,178	—2,724	—2,616	—2,275	—2,121	—2,574	—4,053
	0,3	14,065	7,179	2,522	—0,328	—1,789	—2,282	—2,227	—2,046	—2,156	—2,981	—4,937
	0,4	12,341	6,386	2,453	0,121	—1,031	—1,420	—1,469	—1,597	—2,225	—3,774	—6,661
	0,5	9,501	5,080	2,339	0,859	0,219	0	—0,219	—0,859	—2,339	—5,080	—9,501
300	0	17,963	8,640	2,329	—1,498	—3,364	—3,794	—3,314	—2,448	—1,721	—1,660	—2,787
	0,1	17,903	8,616	2,326	—1,482	—3,337	—3,764	—3,287	—2,432	—1,724	—1,687	—2,847
	0,2	17,477	8,417	2,309	—1,372	—3,150	—3,551	—3,100	—2,322	—1,741	—1,883	—3,273
	0,3	16,323	7,886	2,263	—1,071	—2,642	—2,974	—2,592	—2,021	—1,787	—2,414	—4,427
	0,4	14,079	6,854	2,173	—0,488	—1,655	—1,852	—1,605	—1,438	—1,877	—3,446	—6,671
	0,5	10,375	5,150	2,025	0,475	—0,025	0	0,025	—0,475	—2,025	—5,150	—10,375

142 Таблица 4.8. Данные для расчета поперечной силы от сосредоточенного изгибающего момента $M(Q=\overline{Q}\frac{M}{L})$

α	β	Значения $\overline{Q}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	0	0,699	1,112	1,324	1,402	1,389	1,308	1,158	0,922	0,557	0
	0,1	0	0,699	1,111	1,323	1,402	1,389	1,308	1,159	0,923	0,557	0
	0,2	0	0,695	1,106	1,319	1,399	1,389	1,311	1,163	0,928	0,561	0
	0,3	0	0,684	1,091	1,306	1,392	1,389	1,318	1,176	0,943	0,572	0
	0,4	0	0,663	1,063	1,281	1,378	1,389	1,332	1,201	0,971	0,593	0
	0,5	0	0,628	1,017	1,241	1,355	1,389	1,355	1,241	1,017	0,628	0
100	0	0	0,913	1,371	1,521	1,483	1,341	1,153	0,945	0,713	0,419	0
	0,1	0	0,909	1,368	1,519	1,481	1,341	1,155	0,947	0,716	0,423	0
	0,2	0	0,897	1,350	1,501	1,472	1,341	1,164	0,964	0,734	0,435	0
	0,3	0	0,859	1,300	1,459	1,447	1,341	1,189	1,007	0,784	0,473	0
	0,4	0	0,786	1,203	1,373	1,398	1,341	1,238	1,093	0,881	0,546	0
	0,5	0	0,666	1,042	1,233	1,318	1,341	1,318	1,233	1,042	0,666	0
200	0	0	1,132	1,631	1,712	1,551	1,281	0,993	0,734	0,513	0,294	0
	0,1	0	1,129	1,626	1,708	1,549	1,281	0,995	0,738	0,518	0,297	0
	0,2	0	1,105	1,595	1,681	1,534	1,281	1,010	0,765	0,549	0,321	0
	0,3	0	1,042	1,510	1,606	1,491	1,281	1,053	0,840	0,634	0,384	0
	0,4	0	0,919	1,345	1,462	1,408	1,281	1,136	0,984	0,799	0,509	0
	0,5	0	0,713	1,072	1,223	1,272	1,281	1,272	1,223	1,072	0,713	0
300	0	0	1,303	1,828	1,851	1,594	1,227	0,866	0,577	0,372	0,211	0
	0,1	0	1,299	1,823	1,846	1,591	1,227	0,869	0,582	0,377	0,215	0
	0,2	0	1,268	1,782	1,811	1,571	1,227	0,889	0,617	0,418	0,246	0
	0,3	0	1,185	1,671	1,714	1,516	1,227	0,944	0,714	0,529	0,329	0
	0,4	0	1,024	1,456	1,521	1,408	1,227	1,052	0,899	0,744	0,490	0
	0,5	0	0,757	1,100	1,214	1,230	1,227	1,230	1,214	1,100	0,757	0

Т а б л и ц а 4.9. Данные для расчета изгибающего момента от сосредоточенного момента $M(M=\bar{M})$

α	β	Значения $\bar{M}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	—1	—0,962	—0,880	—0,747	—0,610	—0,469	—0,334	—0,209	—0,094	—0,030	0
	0,1	0	0,038	—0,880	—0,747	—0,610	—0,469	—0,334	—0,209	—0,094	—0,030	0
			—0,962									
	0,2	0	0,038	0,119	—0,749	—0,611	—0,471	—0,335	—0,211	—0,095	—0,030	0
			—0,881									
	0,3	0	0,037	0,117	0,248	—0,616	—0,476	—0,340	—0,214	—0,097	—0,031	0
—0,752												
0,4	0	0,036	0,113	0,242	0,376	—0,485	—0,348	—0,220	—0,101	—0,032	0	
—0,624												
0,5	0	0,034	0,107	0,231	0,362	0,500	—0,362	—0,231	—0,107	—0,034	0	
—0,500												
100	0	—1	—0,950	—0,839	—0,686	—0,534	—0,393	—0,268	—0,162	—0,073	—0,022	0
	0,1	0	0,050	—0,839	—0,687	—0,535	—0,394	—0,269	—0,163	—0,073	—0,022	0
—0,950												

α	β	Значения $\bar{M}$ при ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
100	0,2	0	0,049	$\frac{0,158}{-0,842}$	-0,691	-0,541	-0,400	-0,275	-0,167	-0,076	-0,023	0
	0,3	0	0,047	0,151	$\frac{0,297}{-0,703}$	-0,556	-0,416	-0,290	-0,179	-0,083	-0,025	0
	0,4	0	0,043	0,138	0,275	$\frac{0,415}{-0,585}$	-0,448	-0,319	-0,201	-0,096	-0,029	0
	0,5	0	0,036	0,117	0,238	0,367	$\frac{0,500}{-0,500}$	-0,367	-0,238	-0,117	-0,036	0
	0	-1	-0,937	-0,796	-0,625	-0,460	-0,318	-0,204	-0,119	-0,054	-0,015	0
	0,1	0	$\frac{0,062}{-0,938}$	-0,797	-0,626	-0,462	-0,320	-0,206	-0,120	-0,055	-0,016	0
	0,2	0	0,061	$\frac{0,199}{-0,801}$	-0,633	-0,471	-0,330	-0,215	-0,127	-0,059	-0,017	0

200	0,3	0	0,057	0,187	$\frac{0,348}{-0,652}$	-0,497	-0,357	-0,241	-0,146	-0,071	-0,021	0
	0,4	0	0,050	0,165	$\frac{0,310}{-0,546}$	-0,411	-0,290	-0,184	-0,093	-0,028	0	
	0,5	0	0,039	0,129	-0,247	$\frac{0,372}{-0,500}$	-0,372	-0,247	-0,129	-0,039	0	
300	0	-1	-0,927	-0,763	-0,578	-0,404	-0,263	-0,158	-0,088	-0,043	-0,011	0
	0,1	0	$\frac{0,072}{-0,928}$	-0,764	-0,579	-0,406	-0,265	-0,160	-0,089	-0,043	-0,012	0
	0,2	0	0,071	$\frac{0,231}{-0,769}$	-0,588	-0,418	-0,278	-0,172	-0,098	-0,049	-0,013	0
	0,3	0	0,066	0,216	$\frac{0,386}{-0,614}$	-0,452	-0,314	-0,206	-0,124	-0,064	-0,018	0
	0,4	0	0,057	0,187	$\frac{0,337}{-0,516}$	-0,384	-0,270	-0,173	-0,093	-0,027	0	
	0,5	0	0,042	0,140	0,255	$\frac{0,377}{-0,500}$	-0,377	-0,255	-0,140	-0,042	0	

Примечание. См. примечание к табл. 4.5.

§ 19. Расчет фундаментов на упругом основании

Пример 4.1. Построить эпюры реактивных давлений грунта, поперечных сил и изгибающих моментов для балки, показанной на рис. 4.4, а. Длина балки $L=6$ м, ширина $b=1$ м, жесткость балки $B=212,5$ МПа·м⁴, модуль общей деформации основания $E_0=28,5$ МПа, коэффициент поперечных деформаций основания $\nu_0=0,3$.

Решение. Определяем показатель $\beta=1,2/6=0,2$, затем находим показатель гибкости

$$\alpha = \frac{1}{1 - 0,3^2} \frac{3,14 \cdot 28,5 \cdot 6^3 \cdot 1}{212,5} = 100.$$

С помощью табл. 4.1 построим эпюру реактивных давлений грунта под балкой, для чего выберем строку значений $\bar{p}$, соответствующую показателям гибкости $\alpha=100$ и $\beta=0,2$. Заметим, что в таблице даны значения ординат эпюры отпоров для единичной нагрузки. Для получения требуемых значений ординат эпюры отпоров необходимо значение $\bar{p}$ умножить на заданную нагрузку q . Эпюра реактивного давления грунта под балкой показана на рис. 4.4, б. Результаты вычислений представим ниже:

$\xi = x/L$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$p = \bar{p}q$, кН/м ²	61,4	60,1	57,6	55,5	55,4	58,9	67,4	82,5	105,8	138,7	183

С помощью табл. 4.2 построим эпюру поперечных сил, для чего выберем строку значений $\bar{Q}$, соответствующую показателям гибкости $\alpha=100$ и $\beta=0,2$. Для получения требуемых значений поперечных сил необходимо каждое табличное значение $\bar{Q}$ умножить на величину qbL . Эпюра поперечных сил приведена на рис. 4.4, в. Результаты вычислений представлены ниже:

$\xi = x/L$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$Q = \bar{Q}qbL$, кН	0	36	71,4	45	18,6	-7,2	-29,4	-45	-48,6	-36	0

И, наконец, с помощью табл. 4.3 построим эпюру изгибающих моментов, для чего выбираем значения единичного момента $\bar{M}$, соответствующие показателям $\alpha=100$ и $\beta=0,2$. Для получения искомого значения ординат изгибающих моментов необходимо табличное значение $\bar{M}$ умножить на произведение qbL^2 . Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 4.4, г. Результаты вычислений приведены ниже:

$\xi = x/L$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$M = \bar{M}qbL^2$, кН·м	0	10,8	43,2	79,2	97,2	100,8	90	68,4	39,6	10,8	0

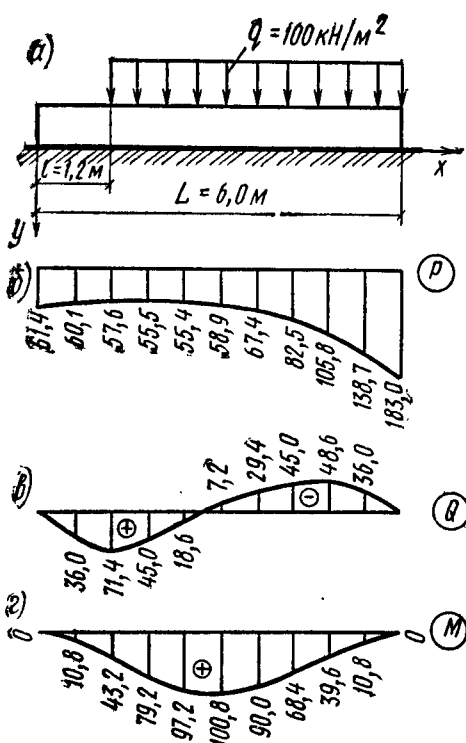


Рис. 4.4. К примеру 4.1

а — расчетная схема эпюры; б — реакций грунта; в — поперечных сил; г — изгибающих моментов

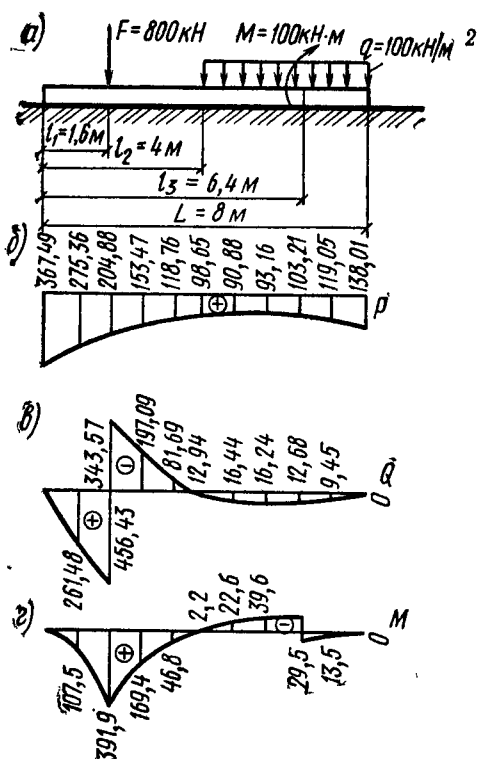


Рис. 4.5. К примеру 4.2

см. подрисуночную к примеру 4.1

Пример 4.2. Построить эпюры: реактивных давлений грунта, поперечных сил и изгибающих моментов для балки, показанной на рис. 4.5, а. Длина балки $L = 8 \text{ м}$, ширина $b = 1 \text{ м}$, жесткость балки $B = 256,8 \text{ МПа}\cdot\text{м}^4$, модуль общей деформации основания $E_0 = 42 \text{ МПа}$, коэффициент поперечных деформаций $\nu_0 = 0,35$.

Решение. Определяем соотношения:

$$\beta_1 = 1,6/8 = 0,2; \quad \beta_2 = 4/8 = 0,5; \\ \beta_3 = 6,4/8 = 0,8.$$

Находим показатель гибкости:

$$\alpha = \frac{1}{1 - 0,35^2} \frac{3,14 \cdot 42 \cdot 8^3 \cdot 1}{256,8} = 300.$$

Затем с помощью табл. 4.4 найдем ординаты эпюры реактивного давления грунта под балкой p_1 от действия только сосредоточенной силы F при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,2$. Значения p_1 см. в табл. 4.10. Далее, используя табл. 4.1, определим значения ординат эпюры реактивного давления грунта p_2 от действия только равномерно распределенной нагрузки q при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,5$ (табл. 4.10).

По табл. 4.7 найдем ординаты эпюры реактивного давления p_3 от действия сосредоточенного момента M при показателях гибкости $\alpha = 300$ и $\beta = 0,8$. Заметим, что в табл. 4.7 даны значения единичных

Т а б л и ц а 4.10. Результаты вычислений реактивного давления грунта

$\varepsilon = x/y$	$p_1 = \bar{p} \frac{F}{bL}, \text{ кН/м}^2$	$p_2 = \bar{p} q, \text{ кН/м}^2$	$p_3 = \bar{p} \frac{M}{bL^2}, \text{ кН/м}^2$	$p = p_1 + p_2 + p_3, \text{ кН/м}^2$
0	377,7	—5,1	—5,11	367,49
0,1	278	0,5	—2,94	275,56
0,2	200,4	7,2	—2,72	204,88
0,3	141,6	15,5	—3,63	153,47
0,4	97,9	25,7	—4,84	118,76
0,5	65,9	38,3	—5,55	98,65
0,6	42,1	53,7	—4,92	90,88
0,7	23	72,3	—2,14	93,16
0,8	5	94,6	3,61	103,21
0,9	—15,2	121,1	13,15	119,4
1,0	—41,2	151,9	27,31	138,01

ординат $\bar{p}$ при показателе $\beta=0,2$. Однако из условий симметрии следует, что этому показателю соответствует значение $\beta=0,8$. Поэтому реактивное давление в данном случае будем искать при $\beta=0,2$ с той лишь разницей, что значения $\bar{p}$ следует брать в обратном порядке. Результат вычислений приведен в табл. 4.10.

Реактивное давление грунта при совместном действии сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенного момента получим, используя принцип независимости действия сил, в результате простого сложения значений соответствующих ординат. Окончательное значение ординат реактивного давления приведено в последнем столбце табл. 4.10, а эпюра давления показана на рис. 4.5, б.

По табл. 4.5 для показателей гибкости $\alpha=300$ и $\beta=0,2$ найдем ординаты эпюры поперечных сил Q_1 при действии на балку только сосредоточенной силы F (табл. 4.11).

По табл. 4.2 для показателей гибкости $\alpha=300$ и $\beta=0,5$ определим ординаты поперечных сил Q_2 от приложенной к балке равномерно распределенной нагрузки q (см. табл. 4.11).

По таблице 4.8 для показателей гибкости $\alpha=300$ и $\beta=0,8$ подсчитаем ординаты эпюры поперечных сил Q_3 при действии на балку сосредоточенного момента M . Показателю $\beta=0,8$ соответствует $\beta=0,2$ (из условий симметрии), поэтому значения $\bar{Q}$ из табл. 4.8 возьмем для $\beta=0,2$, но в обратном порядке. Результат вычислений приведен в табл. 4.11.

Поперечную силу Q при совместном действии сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенного момента получим, также используя принцип независимости действия сил и складывая соответствующие значения ординат поперечных сил (см. рис. 4.11). Эпюра поперечных сил показана на рис. 4.5, в.

Т а б л и ц а 4.11. Результаты вычислений поперечных сил

$\xi=x/L$, кН	$Q_1=QF$, кН	$Q_2=\bar{Q}qbL$, кН	$Q_3=\bar{Q} \frac{M}{L}$, кН	$Q=Q_1+Q_2+Q_3$, кН
0	0	0	0	0
0,1	260,8	-2,4	3,08	261,48
0,2	450,4	0,8	5,23	456,43
	-349,6			-343,57
0,3	-214,4	9,6	7,71	-197,09
0,4	-119,2	26,4	11,11	-81,69
0,5	-54,4	52	15,34	12,94
0,6	-12	8,8	19,64	16,44
0,7	14,4	-20,8	22,64	16,24
0,8	24,8	-34,4	22,28	12,68
0,9	29,4	-28,8	15,85	9,45
1,0	0	0	0	0

Примечание. См. примечание к табл. 4.5.

С помощью табл. 4.6 при показателях гибкости $\alpha=300$ и $\beta=0,2$ найдем ординаты эпюры изгибающих моментов M_1 в балке от действия сосредоточенной силы F (табл. 4.12).

Т а б л и ц а 4.12. Результаты вычислений изгибающих моментов

$\xi=x/L$	$M=\bar{M}FL$, кН·м	$M_2=\bar{M}qbl^2$, кН·м	$M_3=\bar{M}M$, кН·м	$M=M_1+M_2+M_3$, кН·м
0	0	0	0	0
0,1	108,8	0	-1,3	107,5
0,2	396,8	0	-4,9	391,9
0,3	179,2	0	-9,8	169,4
0,4	44,8	19,2	-17,2	46,8
0,5	-19,2	44,8	-27,8	-2,2
0,6	-44,8	64	-41,8	-22,6
0,7	-44,8	64	-58,8	-39,6
0,8	-32	38,4	23,10	29,5
			-76,90	-70,5
0,9	-6,4	12,8	7,1	13,5
1,0	0	0	0	0

Примечание. См. примечание к табл. 4.5.

По табл. 4.3 для показателей гибкости $\alpha=300$ и $\beta=0,5$ вычислим значения ординат эпюры изгибающих моментов M_2 в балке от действия равномерно распределенной нагрузки q (см. табл. 4.12).

По табл. 4.9 для показателя гибкости $\alpha=300$ и $\beta=0,8$, соответствующего по условиям симметрии $\beta=0,2$, найдем значение ординат изгибающих моментов M_3 от сосредоточенного момента M (см. табл. 4.12).

Суммарный изгибающий момент M , возникающий в поперечных сечениях балки от совместного действия сосредоточенной силы, равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенного момента, по-прежнему найдем, используя принцип независимости действия сил и складывая соответствующие значения ординат изгибающих моментов (см. табл. 4.12). Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 4.5, г.

ПРИЛОЖЕНИЕ I. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ, УДЕЛЬНЫХ СЦЕПЛЕНИЙ И УГЛОВ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

Т а б л и ц а I.1. Нормативные значения удельных сцеплений c_n , МПа, углов внутреннего трения φ_n , град, и модулей деформации E , МПа, песчаных грунтов

Пески	Характеристики	Значения характеристик при коэффициентах пористости			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	0,002	0,001	—	—
	φ_n	43	40	38	—
	E	50	40	30	—
Средней крупности	c_n	0,003	0,002	0,001	—
	φ_n	40	38	35	—
	E	50	40	30	—
Мелкие	c_n	0,006	0,004	0,002	—
	φ_n	38	36	32	28
	E	48,0	38	28	18
Пылеватые	c_n	0,008	0,006	0,004	0,002
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Т а б л и ц а 1.2. Нормативные значения удельных сцеплений c_n , МПа, и углов внутреннего трения φ_n , град, глинистых грунтов

Глинистые грунты	Характеристики	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси:								
$0 \leq J_L \leq 0,25$	c_n	0,021	0,017	0,015	0,013	—	—	—
	φ_n	30	29	27	24	—	—	—
$0,25 < J_L \leq 0,75$	c_n	0,019	0,015	0,013	0,011	0,009	—	—
	φ_n	28	26	24	21	18	—	—
Суглинки:								
$0 \leq J_L \leq 0,25$	c_n	0,047	0,037	0,031	0,025	0,022	0,019	—
	φ_n	26	25	24	23	22	20	—
$0,25 < J_L \leq 0,5$	c_n	0,039	0,034	0,028	0,023	0,018	0,015	—
	φ_n	24	23	22	21	19	17	—
$0,5 < J_L \leq 0,75$	c_n	—	—	0,025	0,020	0,016	0,014	0,012
	φ_n	—	—	19	18	16	14	12
Глины:								
$0 \leq J_L \leq 0,25$	c_n	—	0,081	0,068	0,054	0,047	0,041	0,036
	φ_n	—	21	20	19	18	16	14
$0,25 < J_L \leq 0,5$	c_n	—	—	0,057	0,050	0,043	0,037	0,032
	φ_n	—	—	18	17	16	14	11
$0,5 < J_L \leq 0,75$	c_n	—	—	0,045	0,041	0,036	0,033	0,029
	φ_n	—	—	15	14	12	10	7

Т а б л и ц а 1.3. Значение коэффициентов M_γ , M_q , M_c

φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c	φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	10	0,18	1,73	4,17
1	0,01	1,06	3,23	11	0,21	1,83	4,29
2	0,03	1,12	3,32	12	0,23	1,94	4,42
3	0,04	1,18	3,41	13	0,26	2,05	4,55
4	0,06	1,25	3,51	14	0,29	2,17	4,69
5	0,08	1,32	3,61	15	0,32	2,30	4,84
6	0,10	1,39	3,71	16	0,36	2,43	4,99
7	0,12	1,47	3,82	17	0,39	2,57	5,15
8	0,14	1,55	3,93	18	0,43	2,73	5,31
9	0,16	1,64	4,05	19	0,47	2,89	5,48

Φ_{II} , град	M_y	M_q	M_c	Φ_{II} , град	M_y	M_q	M_c
20	0,51	3,06	5,66	33	1,44	6,76	8,88
21	0,56	3,24	5,84	34	1,55	7,22	9,22
22	0,61	3,44	6,04	35	1,68	7,71	9,58
23	0,69	3,65	6,24	36	1,81	8,24	9,97
24	0,72	3,87	6,45	37	1,95	8,81	10,37
25	0,78	4,11	6,67	38	2,11	9,44	10,80
26	0,84	4,37	6,90	39	2,28	10,11	11,25
27	0,91	4,64	7,14	40	2,46	10,85	11,73
28	0,98	4,93	7,40	41	2,66	11,64	12,24
29	1,06	5,25	7,67	42	2,88	12,51	12,79
30	1,15	5,59	7,95	43	3,12	13,46	13,37
31	1,24	5,95	8,24	44	3,38	14,50	13,98
32	1,34	6,34	8,55	45	3,66	15,64	14,64

Т а б л и ц а 1.4. Значение коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при L/H	
		>4	$\leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем:			
$J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < J_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$J_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. Здания и сооружения считаются жесткими, если их конструкции специально приспособлены к восприятию дополнительных усилий от деформации основания.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой принимают $\gamma_{c2} = 1$.

3. При промежуточных значениях отношения L/H (длины здания к его высоте) значение коэффициента γ_{c2} определяется интерполяцией.

ПРИЛОЖЕНИЕ II. ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ОТДЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ. ТИПЫ ЗДАНИЙ, ДЛЯ КОТОРЫХ НЕ ТРЕБУЕТСЯ РАСЧЕТ ОСАДОК

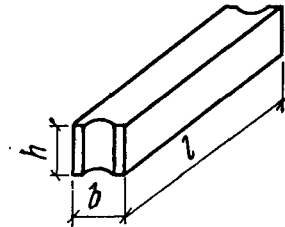
Т а б л и ц а II.1. Пределные деформации

Сооружения	Пределные деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя осадка s_u , см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	—	(8)
стальным	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием и с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Элеваторы из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
то же, сборной конструкции	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	—	0,004	40
то же, сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	—	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой, м:			
$H \leq 100$	—	0,005	40
$100 < H \leq 200$	—	$1/2 H$	30
$200 < H \leq 300$		$1/2 H$	20
$H > 300$		$1/2 H$	10

Сооружения	Предельные Деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя осадка s_u , см
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в пп. 4 и 5	—	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	—	0,002	20
то же, электрически изолированные	—	0,001	10

Примечание. В скобках дано значение максимальной осадки $S_{max,u}$.

Таблица II.2. Размеры, м, и масса, кг, блоков бетонных для стен подвалов



Марка блока	b	l	h	Масса
ФС3	0,3	2,38	0,58	980
ФС3-8	0,3	0,78	0,58	320
ФС4	0,4	2,38	0,58	1300
ФС4-8	0,4	0,78	0,58	420
ФС5	0,5	2,38	0,58	1630
ФС5-8	0,5	0,78	0,58	520
ФС6	0,6	2,38	0,58	1960
ФС6-8	0,6	0,78	0,58	620
ФСН4	0,4	1,18	0,28	320
ФСН5	0,5	1,18	0,28	400
ФСН6	0,6	1,18	0,28	490

Т а б л и ц а И.3. Плиты железобетонные для ленточных фундаментов

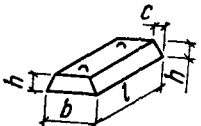
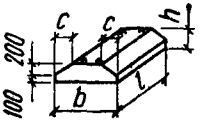
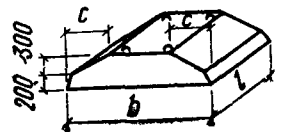
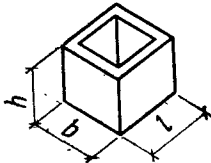
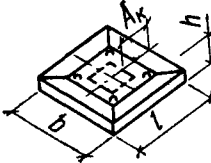
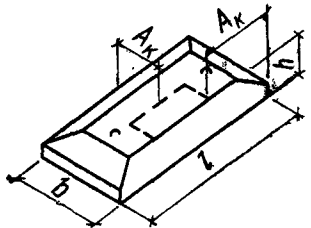
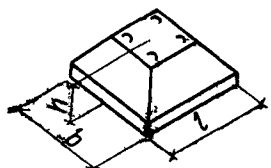
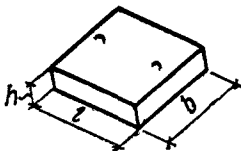
Схема плиты	Марка плиты	Размеры, м				Расчетный изгибающий момент на плиту, кН·м		Масса плиты, кг
		<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>c</i>	основную	усиленную	
	Φ6	0,6	2,38	0,3	—	42	—	1070
	Φ6-12	0,6	1,18	0,3	—	21	—	530
	Φ8	0,8	2,38	0,3	—	48	—	1430
	Φ8-12	0,8	1,18	0,3	—	24	—	710
	Φ10	1	2,38	0,3	0,2	42	72	1580
	Φ10-12	1	1,18	0,3	0,2	21	36	790
	Φ12	1,2	2,38	0,3	0,3	55	96	1820
	Φ12-12	1,2	1,18	0,3	0,3	27	48	900
	Φ14	1,4	2,38	0,3	0,3	72	108	2180
	Φ14-12	1,4	1,18	0,3	0,3	36	54	1080
	Φ16	1,6	2,38	0,3	0,3	88	127	2530
	Φ16-12	1,6	1,18	0,3	0,3	44	63	1260
	Φ20	2	1,18	0,5	0,5	71	99	2540
	Φ24	2,4	1,18	0,5	0,7	120	186	3000
	Φ28	2,8	1,18	0,5	0,7	144	216	3550
	Φ32	3,2	1,18	0,5	0,7	174	266	4140

Таблица II.4. Фундаментные плиты и башмаки под колонны зданий

Схема плиты	Марка плиты	Размеры, м			Давление на грунт от нормативных нагрузок, МПа	Допускаемый вылет консоли, A_K , м	Масса, кг
		b	l	h			
	БК1	0,78	0,78	0,58	—	—	690
	БК2	1,18	1,18	0,58	—	—	1830
	ФП20-20	2	2	0,3	$\begin{cases} 0,2 \\ 0,35 \end{cases}$	$\begin{cases} 0,61 \\ 0,41 \end{cases}$	250
	ФП22-22	2,2	2,2	0,3	$\begin{cases} 0,2 \\ 0,35 \end{cases}$	$\begin{cases} 0,71 \\ 0,51 \end{cases}$	290

Продолжение табл. II.4

Схема плиты	Марка плиты	Размеры, м			Давление на грунт от нормативных нагрузок, МПа	Допускаемый вылет консоли, A_k , м	Масса, кг
		b	l	h			
	ФП24-12	1,19	2,4	0,3	0,35	0,4	1880
	ФП28-12	1,19	2,8	0,3	0,3	0,5	2230
	ФП32-12	1,19	3,2	0,3	0,25	0,7	2580
	ФТ16-18	1,6	1,8	0,58	—	—	3170
	СБ8-8	0,78	0,78	0,58	—	—	780
	СБ12-12	1,18	1,18	0,58	—	—	1780

Т а б л и ц а II.5. Типы зданий, для которых не требуется расчет осадок

Здания	Варианты грунтовых условий
Производственные промышлен- ных предприятий: одноэтажные с несущими конст- рукциями, малочувствительны- ми к неравномерным осадкам (например, стальной или желе- зобетонный каркас на отдель- ных фундаментах при шарнир- ном опирании ферм, ригелей и т. п.), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно; многоэтажные (до 6 этажей включительно) с сеткой колонн не более 6×9 м Жилые и общественные прямо- угольной формы в плане без пе- репадов по высоте с полным кар- касом и бескаркасные с несущи- ми стенами из кирпича, крупных блоков или панелей: протяженные многосекцион- ные высотой до 9 этажей включительно; несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно	1. Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40 % 2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности 3. Пески любой крупности, только плотные 4. Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$ 5. Супеси при $e \leq 0,65$, суглин- ки при $e \leq 0,85$ и глины при $e \leq 0,95$, если диапазон измене- ния коэффициента пористо- сти этих грунтов на площадке не превышает 0,2 6. Пески, кроме пылеватых, при $e \leq 0,7$ в сочетании с пы- левато-глинистыми грунтами моренного происхождения при $e < 0,5$ и $I_L < 0,5$ независи- мо от порядка их залегания

Примечания: 1. Табл. II.5 допускается пользоваться для соору-
жений, у которых площадь отдельных фундаментов под несущие
конструкции отличается не более чем в 2 раза, а также для соору-
жений иного назначения, чем указано в таблице, но при аналогич-
ных с ними конструкциях и нагрузках.

2. Табл. II.5 не распространяется на производственные здания
с нагрузками на полы более 20 кН/м².

ПРИЛОЖЕНИЕ III. ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Т а б л и ц а III.1. Значения коэффициента k_h

Конструктивные особенности сооружений	k_h для помещения, примыкающего к наружным фундаментам, при расчетной среднесуточной температуре воздуха, °C					
	-5	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:						
на грунте	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Приведенные в табл. 1 значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f \geq 1,5$ м, то значения коэффициента k_h повышаются на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном размере a_f значения коэффициента k_h определяют по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Т а б л и ц а III.2. Глубина заложения подошвы фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания d_f

Грунты	Глубина заложения подошвы фундаментов при глубине расположения уровня грунтовых вод d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	Не зависит от d_f
Супеси с показателем текучести: $J_L < 0$		
$J_L \geq 0$		
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести глинистого грунта или заполнителя: $J_L \geq 0,25$		Не менее d_f
$J_L < 0,25$		Не менее $0,5d_f$

Примечания: 1. В случае назначения глубины заложения фундаментов независимо от расчетной глубины промерзания d_f грунты должны залегать до глубины не менее d_{fn} .

2. Если глубину заложения фундамента назначают без учета глубины промерзания, то по конструктивным требованиям ее назначают на глубине не менее 0,5 м от спланированной отметки земли.

На карте (рис. III.2) приведены нормативные значения для глин и суглинков, для супесей, пылеватых и мелких песков они увеличиваются в 1,2 раза.

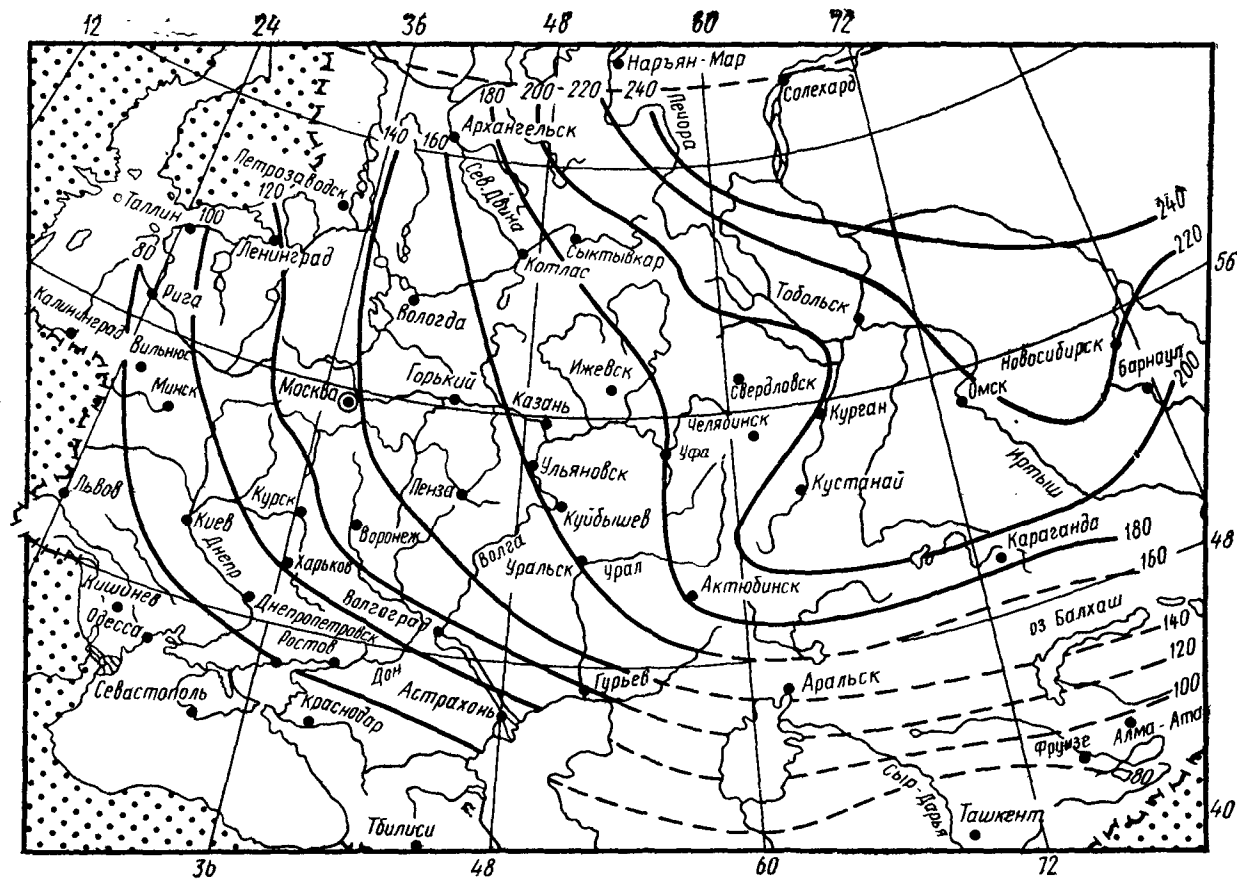


Рис. III.1. Карта нормативных глубин промерзания грунтов

ПРИЛОЖЕНИЕ IV. ЗНАЧЕНИЯ УСЛОВНЫХ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ И КОЭФФИЦИЕНТОВ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ

Т а б л и ц а IV.1. Условные расчетные сопротивления песчаных грунтов

Песчаные грунты	R_0 , МПа	
	плотные	средней плотности
Крупные (независимо от влажности)	0,6	0,5
Средней крупности (независимо от влажности)	0,5	0,4
Мелкие:.		
маловлажные	0,4	0,3
влажные и насыщенные водой	0,3	0,20
Пылеватые:		
маловлажные	0,3	0,25
влажные	0,2	0,15
насыщенные водой	0,15	0,10

Т а б л и ц а IV.2. Условные расчетные сопротивления глинистых грунтов

Глинистые грунты	Коэффициент пористости	R_0 , МПа, при показателе текучести	
		$J_L=0$	$J_L=1$
Супеси	0,5 0,7	0,3 0,25	0,3 0,2
Суглинки	0,5 0,7 1	0,3 0,25 0,2	0,25 0,18 0,1

Глинистые грунты	Коэффициент пористости e	R_0 , МПа, при показателе текучести	
		$J_L=0$	$J_L=1$
Глины	0,5	0,6	0,4
	0,6	0,5	0,3
	0,8	0,3	0,2
	1,1	0,25	0,1

Примечание. Для глинистых грунтов с промежуточными значениями e и J_L допускается определять значение R_0 , пользуясь интерполяцией вначале по e для значений $J_L=0$ и $J_L=1$, затем по J_L между полученными значениями R_0 для $J_L=0$ и $J_L=1$.

Таблица IV.3. Значения коэффициента эквивалентного слоя A_ω для жестких фундаментов

Соотношение сторон $n=l/b$	A_ω при значении v_0					
	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
	гравий и галька	пески		суглинки пластичные		глины сильно пластич- ные
	глины и суглинки твердые		супеси		глины пластич- ные	
1	0,89	0,94	0,99	1,08	1,24	1,58
1,5	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2	1,23	1,30	1,37	1,49	1,72	2,20
3	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,90
5	1,74	1,84	1,94	2,11	2,42	3,10
≥ 10	2,15	2,26	2,38	2,6	2,98	3,82

ПРИЛОЖЕНИЕ V. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Таблица V.1. Расчетные сопротивления тяжелого бетона для расчета по предельным состояниям первой группы

Вид сопротивления	Значения сопротивлений, МПа, для класса бетона по прочности на сжатие												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие R_b , R_{bser}	4,50	6,0	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение R_{bt}	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

Таблица V.2. Нормативные и расчетные сопротивления тяжелого бетона для расчета по предельным состояниям второй группы

Вид сопротивления	Значения сопротивлений, МПа, для классов бетона по прочности на сжатие												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие R_{bn} , R_{bser}	5,50	7,50	9,50	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение R_{btn} , R_{btser}	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50

Таблица V.3. Начальный модуль упругости бетона при сжатии E_b

Бетон	Значения E_b , 10^{-3} МПа, для класса бетона по прочности на сжатие												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый естественного твердения	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
Подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	14,5	16,0	19,0	20,5	24,5	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0

Т а б л и ц а V.4. Расчетные сопротивления и модули упругости арматуры

Арматура	Расчетное сопротивление, МПа, арматуры при расчете по предельным состояниям первой группы			Модуль упругости арматуры E_s , МПа
	растяжению		сжатию R_{so}	
	продольной и поперечной при расчете на изгиб по наклонному сечению R_s	поперечной при расчете на поперечную силу R_{sw}		
Сталь горячекатаная гладкая класса А-I	225	175	225	210000
Сталь горячекатаная периодического профиля, класса:				
А-II	280	225	280	210000
А-III (диаметром 6—8 мм)	355	285	355	200000
А-III (диаметром 10—40 мм)	365	290	365	200000
А-IV и термически упроченная класса Ат-IV (диаметром 10—28 мм)	510	405	400	190000
А-V и термически упроченная класса Ат-V	680	545	400	190000
То же, диаметром 10—28 мм	815	650	400	190000
Проволока арматурная обыкновенная:				
гладкая класса В-1, применяемая в сварных сетках и каркасах	315	190...220	315	200000
периодического профиля класса Вр-1 диаметром 3—5 мм	350	375...360	270...360	170000

Таблица V.5. Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м	Горячекатаная арматура периодического профиля из стали классов			Обыкновенная арматурная проволока
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-II	A-I, A-III	A-IV	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	—	×	—	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	—	×	—	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	—	×	—	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	—	×	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	×	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	×	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	×	×	×	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	×	×	×	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	×	×	×	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	×	×	×	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	×	×	×	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	×	×	×	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	×	×	×	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	×	×	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	×	×	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	×	×	—	—

Примечание. Значком «X» отмечены прокатываемые диаметры.

ПРИЛОЖЕНИЕ VI. ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Т а б л и ц а VI.1. Значения расчетных сопротивлений R

Глубина погружения свай, м	R , МПа, под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, сооружаемых в грунтах						
	песчаных, гравелистых и глинистых с $J_L = 0$	песчаных крупных и глинистых с $J_L = 0,1$	песчаных средней крупности и глинистых с $J_L = 0,3$	песчаных мелких и глинистых с $J_L = 0,4$	песчаных пылеватых и глинистых с $J_L = 0,5$	глинистых с J_L	
						0,2	0,6
3	7,5	6,6/4	3,1/2	2/1,2	1,1	3	0,6
4	8,3	6,8/5,1	3,2/2,5	2,1/1,6	1,25	3,8	0,7
5	8,8	7/6,2	3,4/2,8	2,2/2	1,3	4	0,8
7	9,7	7,3/6,9	3,7/3,3	2,4/2,2	1,4	4,3	0,85
10	10,5	7,7/7,3	4/3,5	2,6/2,4	1,5	5	0,9
15	11,7	8,2/7,5	4,4/4	2,9	1,65	5,6	1,0
20	12,6	8,5	4,8/4,5	3,2	1,8	6,2	1,1
25	13,4	9	5,2	3,5	1,95	6,8	1,2
30	14,2	9,5	5,6	3,8	2,1	7,4	1,3
35	15	10	6	4,1	2,25	8	1,4

Примечания: 1. Перед чертой даны значения R для песков, после черты—для глинистых грунтов. 2. Таблица составлена для песчаных грунтов средней плотности.

Таблица VI.2. Значения расчетных сопротивлений f

Средняя глубина расположения слоя, м	f, МПа, по боковой поверхности свай и свай-оболочек, сооружаемых в грунтах.								
	песчаных крупных и средней круп- ности и глинистых с $J_L = 0,2$	песчаных мелких и глинистых с $J_L = 0,3$	песчаных пылева- тых и глинистых с $J_L = 0,4$	глинистых с J_L					
				0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	0,035	0,023	0,015	0,012	0,008	0,004	0,004	0,003	0,002
2	0,042	0,03	0,021	0,017	0,012	0,007	0,005	0,004	0,004
3	0,048	0,035	0,025	0,02	0,014	0,008	0,007	0,006	0,005
4	0,053	0,038	0,027	0,022	0,016	0,009	0,008	0,007	0,005
5	0,056	0,04	0,029	0,024	0,017	0,01	0,008	0,007	0,006
6	0,058	0,042	0,031	0,025	0,018	0,01	0,008	0,007	0,006
8	0,062	0,044	0,033	0,026	0,019	0,01	0,008	0,007	0,006
10	0,065	0,046	0,034	0,027	0,019	0,01	0,008	0,007	0,006
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,02	0,011	0,008	0,007	0,006
20	0,079	0,056	0,041	0,03	0,02	0,012	0,008	0,007	0,006
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,02	0,012	0,008	0,007	0,006
30	0,093	0,066	0,047	0,034	0,021	0,012	0,009	0,008	0,007
35	0,1	0,07	0,05	0,036	0,022	0,013	0,009	0,008	0,007

Примечания: 1. При определении значения f пласты грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м.

2. Таблица составлена для песчаных грунтов средней плотности.

Т а б л и ц а VI.3. Значения коэффициентов условий работы грунта

Способы погружения свай	Коэффициенты условий работы грунта	
	под нижним концом свай γ_{cR}	на боковой поверхности свай γ_{cf}
Погружение забивкой сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
Погружение забивкой в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
равном стороне квадратной свай	1,0	0,5
на 5 см меньшем стороны квадратной свай	1,0	0,6
на 15 см меньшем стороны квадратной свай или диаметра круглой	1,0	1,0
Погружение с подмывом в песчаные грунты при последующей добивке на последнем метре погружения	1,0	0,9
Вибропогружение и вибровдавливание в грунты:		
пески средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
глинистые с показателем текучести $J_L=0,5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
глинистые с показателем текучести $J_L<0$	1,0	1,0
Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом при диаметре полости:		
40 см и менее	1,0	1,0
40 см и более	0,7	1,0
Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом с устройством камуфлетного уширения на глубине 10 м и более в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах при показателе текучести $J_L<0,5$ и диаметре уширения:		
1 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0

Примечание. Коэффициенты γ_{cR} и γ_{cf} для глинистых грунтов с показателем текучести $0 < J_L < 0,5$ определяются интерполяцией.

ПРИЛОЖЕНИЕ VII. ВИДЫ СВАЙ И ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ СВАЕБОЙНЫХ МОЛОТОВ

Т а б л и ц а VII.1. Основные размеры свай квадратного сечения

Марка свай	Ширина свай, см	Длина, см		Диаметр полости d , см	Масса, кг	
		призматической части L	острия l		1 м свай	острия
С	20	300—600	15	—	100	10
	25	450—600	25	—	160	30
	30	300—1200	25	—	220	50
	35	800—1600	30	—	300	60
	40	1300—1600	35	—	400	80
СН	30	900—1500	25	—	220	40
	35	1000—2000	30	—	300	60
	40	1300—2000	35	—	400	80
СН _{пр}	20	300—600	15	—	100	10
	25	450—600	25	—	160	30
	30	300—1500	25	—	220	40
	35	800—2000	30	—	300	60
	40	1300—2000	35	—	400	80
СП и СПН	25	300—800	—	11	70	—
	30	300—800	—	16	100	—
	40	300—800	—	27,5	210	—

Т а б л и ц а VII.2. Основные размеры полых круглых железобетонных свай длиной 4—12 м

Марка свай	Размеры, см			Масса 1 м свай, кг
	длина острия	наружный диаметр D	толщина стен δ	
СК4-40—СК12-40	40	40	8	200
СК4-50—СК12-50	50	50	8	260
СК4-60—СК12-60	60	60	10	390
СК4-80—СК12-80	80	80	10	550

Т а б л и ц а VII.3. Основные размеры железобетонных свай-оболочек

Марка	Размеры			Марка 1 м сваи, кг
	длина L , м	наружный диаметр D , см	толщина стенок δ , см	
CO6-100—CO12-100	6—12	100	12	830
CO6-120—CO12-120	6—12	120	12	1000
CO6-160—CO12-160	6—12	160	12	1400
CO6-200—CO8-200	6—8	200	12	1900
CO6-300—CO8-300	6—8	300	12	300

**Т а б л и ц а VII.4. Основные технические показатели
сваебойных молотов**

Тип молота	Марка	Масса, кг		Высота подъема цилиндра, м	Расчетная энер- гия удара, кДж
		молота	ударной час- ти		
Паровоздушные молоты одиноч- ного действия	СССМ-0,7	2290	1250	1,5	18,75
	СССМ-570	2700	1800	1,5	27
	СССМ-582	4300	3000	1,3	39
	C-276	4150	3000	1,3	39
	СССМ-680	8650	6000	1,37	82
Трубчатые ди- зель-молоты	C-994	1500	600	3	16
	C-995	2600	1250	3	33
	C-996	3650	1800	3	48
	C-1047	5500	2500	3	67
	C-1048	7650	3500	3	94
	СП-54	10000	5000	3	135
Штанговые ди- зель-молоты	C-254	1400	600	1,77	3
	C-222	2200	1200	1,79	5,25
	C-268	3100	1800	2,1	16
	C-330	4200	2500	2,3	20

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции.—М.: Стройиздат, 1985.
2. Веселов В. А. Проектирование оснований и фундаментов.—М.: Стройиздат, 1978.
3. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты.—М.: Стройиздат, 1981.
4. Кальницкий А. А., Пешковский Л. Н. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений.—М.: Высшая школа, 1974.
5. Ободовский А. А. Проектирование свайных фундаментов.—М.: Стройиздат, 1977.
6. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. НИИОСП им. Н. М. Герсевича.—М.: Стройиздат, 1977.
7. Руководство по проектированию свайных фундаментов. НИИОСП им. Н. М. Герсевича.—М.: Стройиздат, 1980.
8. Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании.—М.: Высшая школа, 1978.
9. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика.—М.: Стройиздат, 1983.
10. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.—М.: Стройиздат, 1976.
11. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования.—М.: Стройиздат, 1985.
12. СНиП II-17-77. Свайные фундаменты. Нормы проектирования.—М.: Стройиздат, 1978.
13. СНиП 3.02.01-83. Основания и фундаменты. Нормы проектирования.—М.: Стройиздат, 1983.
14. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.—М.: 1985.
15. Справочник по общестроительным работам. Основания и фундаменты/Под ред. М. И. Смородинова.—М.: Стройиздат, 1974.
16. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Под ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова.—М.: Стройиздат, 1985.
17. Трофименков Ю. Г., Ободовский А. А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий.—М.: Стройиздат, 1970.
18. Цытович Н. А. Механика грунтов.—М.: Высшая школа, 1983.

В связи с выходом СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования» приводим таблицу замены терминов и обозначений

Напечатано	Следует читать
Глинистые грунты	Пылевато-глинистые грунты
Глинистые частицы	Пылевато-глинистые частицы
Грунтовые воды	Подземные воды
Коэффициент сжимаемости a	m_0
Коэффициент относительной сжимаемости a_0	m_v
Средний коэффициент относительной сжимаемости $a_{0,1}$	m_{1m}
Степень влажности S_R	S_r

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Общие сведения о методах расчета оснований и фундаментов	4
§ 1. Основные понятия и определения	4
§ 2. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям	20
§ 3. Особенности проектирования оснований и фундаментов	28
§ 4. Определение напряжений в грунтах	30
Глава 2. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах	36
§ 5. Общие положения	36
§ 6. Оценка инженерно-геологических данных строительной площадки	52
§ 7. Определение нагрузок, действующих на основание	57
§ 8. Определение глубины заложения фундаментов	60
§ 9. Определение расчетного сопротивления грунтов основания	62
§ 10. Расчет центрально нагруженных фундаментов	64
§ 11. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов	82
§ 12. Расчет осадок фундаментов	90
§ 13. Определение затухания осадки во времени	103
Глава 3. Свайные фундаменты	106
§ 14. Общие сведения	106
§ 15. Определение несущей способности свай	114
§ 16. Расчет свайных фундаментов	120
§ 17. Определение осадок свайных фундаментов	126
Глава 4. Фундаменты на упругом основании	129
§ 18. Общие положения	129
§ 19. Расчет фундаментов на упругом основании	146
<i>Приложение I</i>	<i>150</i>
<i>Приложение II</i>	<i>153</i>
<i>Приложение III</i>	<i>159</i>
<i>Приложение IV</i>	<i>162</i>
<i>Приложение V</i>	<i>164</i>
<i>Приложение VI</i>	<i>167</i>
<i>Приложение VII</i>	<i>170</i>
Список литературы	172

Учебник

МИХАИЛ ВАСИЛЬЕВИЧ БЕРЛИНОВ
БОРИС АРКАДЬЕВИЧ ЯГУПОВ

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией **И. В. Соболева**
Редактор **С. И. Погудина**
Младший редактор **Т. В. Большакова**
Технический редактор **О. С. Москвина**
Корректор **Н. А. Беляева**

ИБ № 3698

Сдано в набор 20.01.86. Подписано в печать 11.05.86. Т-13409. Формат 84×108¹/₃₂.
Бумага тип. № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л.
9,24. Усл. кр.-отт. 9,45. Уч.-изд. л. 9,97. Тираж 59.000 экз. Изд. № III-813.
Заказ 421. Цена 30 коп.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном
комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7